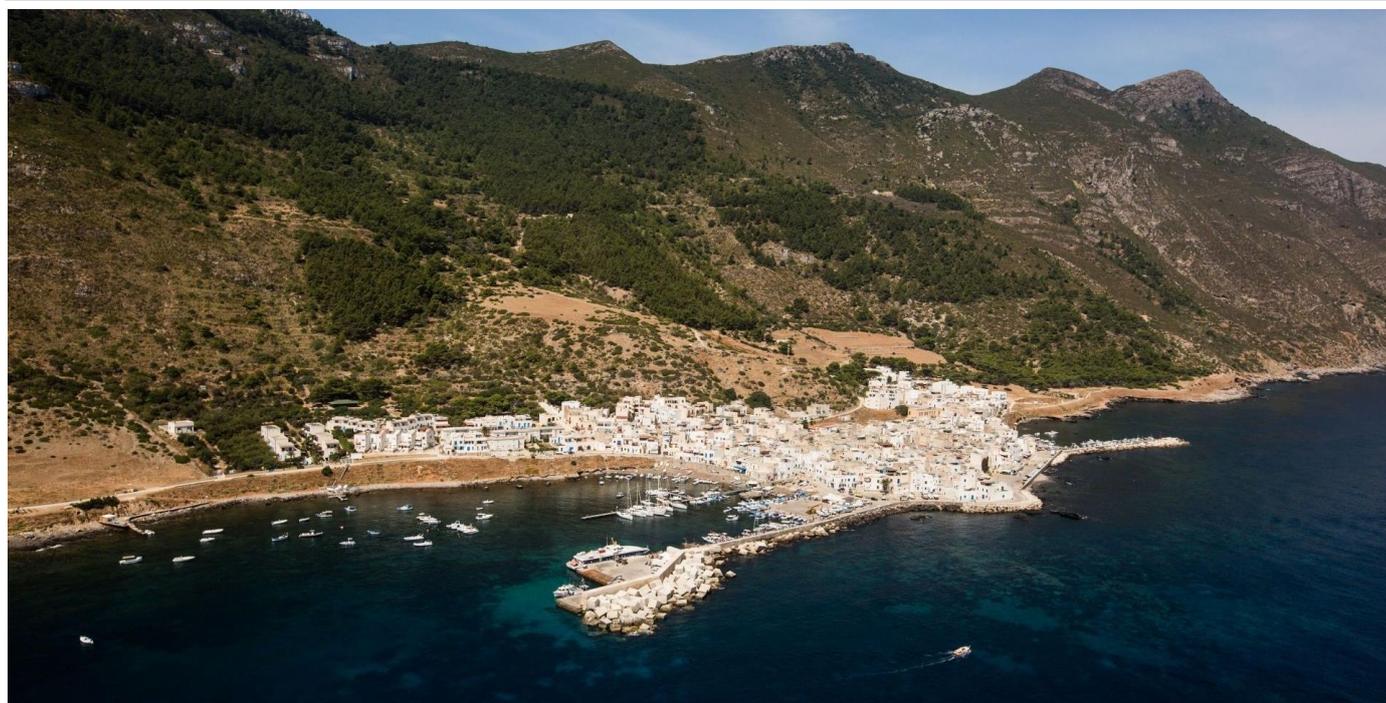




# REGIONE SICILIANA

ASSESSORATO DELLE INFRASTRUTTURE E DELLA MOBILITÀ  
DIPARTIMENTO DELLE INFRASTRUTTURE DELLA MOBILITÀ E DEI TRASPORTI



## LAVORI PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI MARETTIMO A SUD DEL CENTRO ABITATO

### Progetto Definitivo

#### D. STUDI SPECIALISTICI E MODELLAZIONI

### D.02

### RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

Data:  
**23-11-2021**  
Scala:



#### PROJECT MANAGER

Ing. Antonino Sutera



#### PROGETTISTI

ing. Giuseppe Bernardo  
ing. Antonino Sutera



#### GRUPPO DI LAVORO

ing. Giuseppe Cutrupi  
ing. Simone Fiumara  
arch. Francesca Gangemi  
ing. Fabrizio Mentisano  
arch. Erica Pipitò  
ing. Fabio Vinci

REVISIONI	Rev. n°	Data	Motivazione

R.U.P.  Dott. Simone Ponte	Visti/Approvazioni
----------------------------------	--------------------

Codice elaborato: DNC146\_PD\_D.02\_2021-11-05\_R0\_Relazione di calcolo, sismica e geotecnica\_MNT



## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>CRITERI DI PROGETTAZIONE</b>	<b>6</b>
2.1	<i>DEFINIZIONE DEL TEMPO DI RITORNO PER L'AZIONE MARITTIMA</i>	6
1.1.1	<i>Durata minima di vita e massima probabilità di danneggiamento ammissibile</i>	7
1.1.2	<i>Tempo di ritorno dell'evento di progetto</i>	8
2.2	<i>CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA E DIMENSIONAMENTI GEOTECNICI</i>	9
2.3	<i>PARAMETRI SISMICI</i>	12
2.4	<i>DEFINIZIONE DEI LIVELLI DI SICUREZZA CON RIFERIMENTO ALLA TRACIMAZIONE DELLE STRUTTURE</i>	14
<b>3</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DEI CASSONI</b>	<b>16</b>
3.1	<i>VERIFICHE DI STABILITÀ DEI CASSONI: FASI DI TRASPORTO, GALLEGGIAMENTO E AFFONDAMENTO</i>	16
3.1.1	<i>Fasi di trasporto e galleggiamento</i>	23
3.1.2	<i>Fase di affondamento</i>	25
3.2	<i>VERIFICHE DI STABILITÀ DEI CASSONI: FASE DI ESERCIZIO</i>	27
3.3	<i>CALCOLO AZIONI IN ESERCIZIO</i>	35
3.3.1	<i>Azioni permanenti</i>	36
3.3.1.1	<i>Peso del cassone</i>	36
3.3.1.2	<i>Spinta di galleggiamento</i>	37
3.3.1.3	<i>Spinta idrostatica</i>	37
3.3.1.4	<i>Spinta attiva dei massi su parete lato mare in assenza di sisma</i>	37
3.3.1.5	<i>Peso dei massi della scogliera sul dente di fondazione del cassone (lato mare)</i>	39
3.3.2	<i>Azioni variabili</i>	40
3.3.2.1	<i>Moto ondoso in fase di cresta</i>	40
3.3.2.2	<i>Azioni dovute alle bitte di ormeggio</i>	46
3.3.2.3	<i>Sovraccarico variabile sul massiccio</i>	47
3.3.3	<i>Azione sismica</i>	47
3.3.3.1	<i>Spinta attiva dei massi su parete lato mare in presenza di sisma</i>	50
3.3.3.2	<i>Forze di inerzia cassone e sovrastruttura</i>	53
3.3.3.3	<i>Forze di inerzia dei massi della scogliera sul dente di fondazione del cassone (lato mare)</i>	54

3.3.3.4	<i>Spinta idrodinamica dell'acqua</i>	54
3.4	<b>COMBINAZIONI DI CALCOLO</b>	55
3.5	<b>VERIFICHE DI STABILITÀ ALLA TRASLAZIONE</b>	58
3.6	<b>VERIFICHE DI STABILITÀ AL RIBALTAMENTO</b>	60
3.7	<b>VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE</b>	61
3.8	<b>VERIFICHE SEZIONE MURO PARAONDE</b>	63
<b>4</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE A GETTATA</b>	<b>65</b>
4.1	<b>APPROCCI DI CALCOLO</b>	65
4.1.1	<i>Dimensionamento della mantellata di scogliere artificiali (Hudson)</i>	65
4.1.2	<i>Dimensionamento della mantellata di scogliere e protezione sommerse in massi naturali Van der Meer (1991)</i>	66
4.1.3	<i>Dimensionamento dei filtri (criteri di ritenzione)</i>	66
4.1.4	<i>Calcolo della portata di tracimazione per opere a scogliera (EurOtop Manual)</i>	67
4.2	<b>DESCRIZIONE DELLA SOLUZIONE PROGETTUALE</b>	69
4.2.1	<i>Descrizione progettuale della scogliera Sud</i>	69
4.2.2	<i>Descrizione progettuale degli interventi del molo foraneo</i>	73
4.3	<b>ONDE DI PROGETTO</b>	75
4.4	<b>RISULTATI DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE</b>	77
4.4.1	<i>Dimensionamento della mantellata in massi artificiali della scogliera Sud</i>	77
4.4.2	<i>Dimensionamento della protezione al piede della scogliera Sud</i>	79
4.4.3	<i>Dimensionamento scanno di imbasamento in massi naturali della scogliera Sud</i>	81
4.4.4	<i>Verifica dei criteri di ritenzione per i filtri granulari della scogliera Sud</i>	82
4.4.5	<i>Calcolo della ricarica della mantellata alla radice del molo esistente</i>	84
4.4.6	<i>Calcolo della mantellata e della protezione al piede alla radice del prolungamento del molo</i>	85
4.4.7	<i>Verifica dei criteri di ritenzione per i filtri granulari del prolungamento del molo</i>	88
4.4.8	<i>Calcolo della portata di tracimazione e verifica dei livelli di sicurezza</i>	89
<b>5</b>	<b>VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE</b>	<b>94</b>
5.1	<b>RICHIAMI TEORICI</b>	94
5.2	<b>VERIFICA SEZIONE TIPOLOGICA 6 SCOGLIERA</b>	97
5.2.1	<i>Parametri geotecnici e materiali</i>	97
5.2.2	<i>Condizioni e combinazioni di carico</i>	97
5.2.3	<i>Opzioni di calcolo</i>	98
5.2.4	<i>Risultati</i>	99

5.3	VERIFICA SEZIONE TIPOLOGICA RICARICA MANTELLATA	100
5.3.1	Parametri geotecnici e materiali	100
5.3.2	Condizioni e combinazioni di carico	100
5.3.3	Opzioni di calcolo	101
5.3.4	Risultati	102
5.4	VERIFICA SEZIONE TIPOLOGICA PROLUNGAMENTO MOLO	103
5.4.1	Parametri geotecnici e materiali	103
5.4.2	Condizioni e combinazioni di carico	103
5.4.3	Opzioni di calcolo	104
5.4.4	Risultati	105

## 1 PREMESSA

Il presente elaborato riporta i calcoli geotecnici, l'analisi sismica del sito e i dimensionamenti delle opere marittime che verranno realizzate nell'ambito del Progetto Definitivo riguardante i "Lavori per la messa in sicurezza del Porto di Marettimo a Sud del centro abitato" (CIG 8473588207).

Nello specifico il progetto ha come obiettivo la salvaguardia e messa in sicurezza dello Scalo Nuovo del Porto di Marettimo, per garantire il miglioramento delle condizioni di utilizzo del bacino portuale ai fini sia dell'uso turistico/diportistico che del trasporto di mezzi e passeggeri. Gli interventi previsti sono i seguenti:

- **Prolungamento del molo foraneo** in prosecuzione all'esistente, per una lunghezza complessiva di 51 m con struttura in cassoni cellulari e mantellata a protezione con massi di calcestruzzi di tipo Antifer da 8 mc (9,7 mc in testata), dimensionato nel paragrafo 3.
- **Realizzazione di una diga foranea** di difesa per venti provenienti dal II quadrante a protezione dello specchio acqueo portuale con berma superiore a quota +2,00 m s.l.m. e dimensioni variabili in funzione dei fondali. La mantellata è prevista in massi di calcestruzzo di tipo Ecopode, poggianti su strato filtro in massi naturali di I e II categoria, nucleo in pietrame e berma di protezione al piede in massi naturali di III categoria;
- **Rifiorimento** alla radice del molo foraneo, composto da massi artificiali parallelepipedici, con massi di calcestruzzo di tipo Antifer da 4 mc. Tale scelta è dovuta al fatto che la bassa quota del coronamento della mantellata esistente non garantisce la protezione della banchina retrostante nei confronti dei fenomeni di tracimazione.

In relazione alla tipologia di opere da dimensionare sono stati preliminarmente definiti i criteri impiegati per la progettazione delle opere (sia con riferimento agli aspetti geotecnici che a quelli marittimi) e sono stati individuati gli approcci di calcolo da utilizzare per i dimensionamenti e le verifiche.

Per quanto riguarda le opere marittime sono state dimensionate e verificate le strutture in relazione ai seguenti aspetti:

- calcolo delle sollecitazioni del moto ondoso sulle opere a parete verticale (cassoni) in fase di cresta;
- dimensionamento delle mantellate delle opere a gettata in massi artificiali;
- dimensionamento delle berme di protezione al piede;
- verifica dei criteri di ritenzione dei filtri granulari;
- verifica dei livelli di sicurezza in relazione ai fenomeni di tracimazione;

Sono state inoltre eseguite le verifiche geotecniche di tutte le strutture (opere a parete verticale e opere a gettata) con particolare riferimento ai seguenti aspetti:

- verifica allo scorrimento, al ribaltamento e al sollevamento per azione delle sollecitazioni dovute al moto ondoso (cfr. opere esposte all'azione dell'onda: cassoni), in condizioni ordinarie e in condizioni sismiche;
- verifiche di stabilità globale.

## 2 CRITERI DI PROGETTAZIONE

### 2.1 Definizione del tempo di ritorno per l'azione marittima

Per definire il periodo di ritorno degli eventi ondosi da considerare nel dimensionamento delle opere, si è fatto riferimento a quanto riportato nelle "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime" edite a cura del Consiglio Superiore LL.PP. nel 1996, nel seguito "Istruzioni". Nelle "Istruzioni" sopra citate il tempo di ritorno viene definito in funzione di:

- a) tipo di infrastruttura,
- b) livello di sicurezza richiesto,
- c) rischio di perdite di vite umane;
- d) danneggiamento ammesso,
- e) ripercussione economica in caso di danneggiamento.

Di seguito vengono riportati i principi base assunti per la definizione del tempo di ritorno:

a) Tipo di infrastruttura

L'opera in oggetto è stata cautelativamente inquadrata come ad "**uso generale**", da intendersi come "*opere di difesa di complessi civili, commerciali e industriali, che non siano destinati ad uno specifico scopo e per i quali non è chiaramente identificabile il termine della vita funzionale dell'opera*".

b) Livello di sicurezza

Per l'opera in oggetto è stato assunto un "**livello di sicurezza 1**", richiesto per "*opere o installazioni di interesse locale e ausiliario, comportanti un rischio minimo di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso della stessa (difese costiere, opere in porti minori o marina, scarichi a mare, strade litoranee, ecc.)*".

c) Rischio di perdite di vite umane

Per quanto riguarda il rischio di perdita di vita umana, in linea generale, si considera:

- rischio limitato se non è logico prevedere alcuna perdita di vite umane in seguito al danneggiamento;
- rischio elevato se sono preventivabili delle perdite di vite umane.

Per l'opera in progetto si ritiene che il **rischio di perdite di vite umane** sia **limitato**.

d) Danneggiamento ammesso

Per ciascuna opera (struttura) è stata inoltre individuata la specifica condizione di danneggiamento:

- danneggiamento incipiente per strutture flessibili o comunque riparabili;
- danneggiamento totale per strutture rigide per le quali è difficile riparare il danno.

Si ritiene quindi di poter assumere una condizione di **danneggiamento incipiente per tutte le opere a gettata**, che di fatto sono assimilabili a strutture flessibili e riparabili.

**Per le strutture a parete verticale, ovvero per i cassoni e per i muri paraonde** (assimilabili a strutture rigide), è stata invece assunta una condizione di **danneggiamento totale**, in quanto si tratta di opere per le quali è estremamente complesso riparare eventuali danni.

e) Ripercussione economica

Per quanto riguarda la ripercussione economica derivante da eventuali danni e rischi di perdite di vite umane, in linea generale, si definisce:

- ripercussione economica bassa nel caso in cui il rapporto fra i costi diretti del danneggiamento, sommati a quelli indiretti dovuti alla perdita di funzionalità delle opere protette ed il costo totale per la realizzazione dell'opera è minore di 5;
- ripercussione economica media nel caso in cui questo rapporto è compreso tra 5 e 20;
- ripercussione economica alta nel caso in cui questo rapporto è maggiore di 20.

La definizione di questi costi richiederebbe un'analisi economica di dettaglio che dovrebbe considerare differenti scenari di rischio. In via preliminare è stata assunta una **ripercussione economica media**.

**1.1.1 Durata minima di vita e massima probabilità di danneggiamento ammissibile**

In funzione del tipo di infrastruttura e del livello di sicurezza è possibile definire la **durata minima di vita  $T_V$**  secondo la seguente Tabella 2.1; considerato che si **tratta di un infrastruttura di uso generale** con un **livello di sicurezza richiesto 1**, la durata minima di vita  $T_V$  risulta essere **25 anni**.

Tabella 2.1 Durata minima di vita dell'opera

Tipo di infrastruttura	Livello di sicurezza		
	1	2	3
Uso Generale	25	50	100
Uso Specifico	15	25	50

In funzione del rischio di perdite di vite umane, delle condizioni di danneggiamento e della ripercussione economica è possibile definire la **massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera  $P_f$**  secondo la seguente Tabella 2.2.

Tabella 2.2 Massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera

Tipo di danneggiamento	Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
		Limitato	Elevato
Danneggiamento incipiente	Bassa	0.5	0.3
	Media	0.3	0.2
	Alta	0.25	0.15
Danneggiamento totale	Bassa	0.2	0.15
	Media	0.15	0.1
	Alta	0.1	0.05

Opere a gettata

Opere rigide

### 1.1.2 Tempo di ritorno dell'evento di progetto

La combinazione del tempo di vita dell'opera  $T_v$  e della probabilità di danneggiamento  $P_f$  determina il **tempo di ritorno dell'evento di progetto**  $T_{rp}$ , secondo la seguente espressione:

$$T_{rp} = T_v / [-\ln(1 - P_f)]$$

L'onda associata a questo tempo di ritorno (opportunamente definita sulla base dell'analisi statistica degli estremi e delle propagazioni di dettaglio descritte nell'Elaborato *D.01 STUDIO IDRAULICO MARITTIMO*) ha approssimativamente la probabilità  $P_f$  di essere superata nell'arco di vita dell'opera.

In funzione delle caratteristiche specifiche individuate per ciascun corpo d'opera (opere a gettata e opere rigide) è stato possibile definire il tempo di ritorno dell'evento di progetto considerato per il dimensionamento delle opere (Tabella 2.3). Per le opere a gettata è stato assunto, a vantaggio di sicurezza un tempo di ritorno pari a **50 anni**.

**Tabella 2.3 Tempo di ritorno dell'evento di progetto per tipologia di opera**

TIPOLOGIA COSTRUTTIVA	Opere a gettata	Opere rigide (cassoni e paraonde)
Tipo di infrastruttura	uso generale	uso generale
Livello di sicurezza richiesto	1	1
Durata minima di vita $T_v$	25 anni	25 anni
Condizione di danneggiamento	Incipiente	Totale
Rischio per la vita umana	Limitato	Limitato
Ripercussione economica	Media	Media
Massima probabilità di danneggiamento $P_f$	0.50	0.2
<b>Tempo di ritorno <math>T_{rp}</math></b>	<b>36</b>	<b>112</b>

## 2.2 Classificazione geomeccanica e dimensionamenti geotecnici

L'area in studio interessata dal progetto definitivo è rappresentata da aree che fanno parte del sistema portuale di Marettimo e precisamente dello Scalo Nuovo a sud del paese, costituito da un molo lungo circa 200 m. orientato a S.- E., banchinato e con un ampio spiazzale, anch'esso banchinato. L'isola di Marettimo (37°58'N / 22°03'E [WGS84]) è la più occidentale delle cinque isole che compongono l'arcipelago delle Egadi, presenta una struttura montuosa con una morfologia piuttosto accidentata, caratterizzata da una serie di rilievi distribuiti prevalentemente lungo una dorsale centrale intervallata da canali.

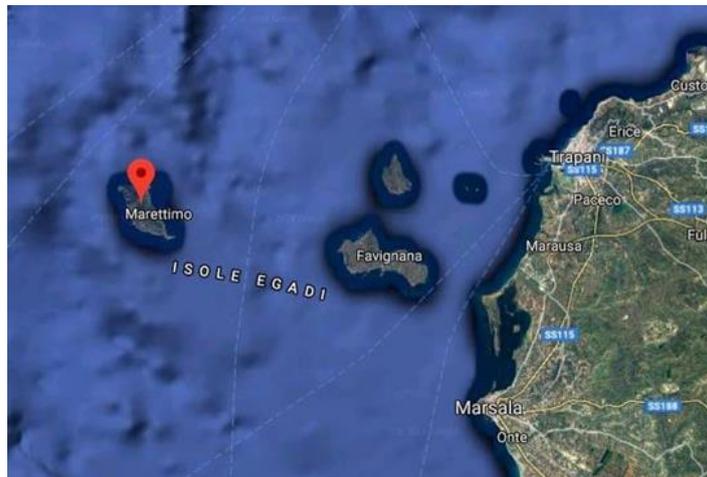


Figura 2-1 Posizione geografica isola di Marettimo

Essa rappresenta l'estremo lembo affiorante della Catena Siciliana ed è costituita prevalentemente da depositi mesozoici di piattaforma carbonatica e sedimenti calcareo - silico - marnosi di ambiente pelagico.

Il rilevamento geologico dell'area in studio unitamente alle indagini geognostiche effettuate ha permesso di riconoscere nell'area di intervento dall'alto verso il basso nella successione stratigrafica i seguenti terreni:

- Terreni recenti caratterizzati da depositi continentali di spiaggia lungo la costa e falde e conoidi di detrito a ridosso dei rilievi. Sabbie eoliche e terre rosse.
- Calcareni, conglomerati e sabbie rossastre, con spessori 0.5 -2 m. (Tirreniano).
- Calcareni e brecciole.
- Calcari dolomitici brecciati nerastre in matrice sabbiosa di colore giallastro. Le sabbie di minuiscono con la profondità.

Nella letteratura specializzata sono riportati numerosi sistemi di classificazione degli ammassi rocciosi, finalizzati a diversi campi di applicazione progettuale e utilizzati per definire i parametri di resistenza e deformabilità alla scala dell'ammasso, schematizzato secondo un modello continuo equivalente.

Attraverso 4 sondaggi posti come riportato in nella seguente figura:



Sondaggio 1		COMUNE DI FAVIGNANA (TP)		Data esecuzione 14/15/16/17.12.2020			
Messa in sicurezza Porto Marettimo		Isola di Marettimo Lat. 37° 57' 58.84"N Long. 12° 4' 34.71"E		Ditta Montanelli Trivellazione Quota s.l.m. 6 m			
Prof. In m.	Simb.	Descrizione	SPT ind.	Campioni ind. dist.	Rives. G. 27/2019	Percent. carotaggio	Note
0.00						80%	Si tratta di calcari dolomitici brecciati di colore nerastro in matrice sabbiosa di pozzatura variabile dal centimetrico al decimetrico. Durante la trivellazione spesso i sedimenti venivano frantumati dalla trivellazione. Non sempre è stato possibile prelevare campioni indisturbati in quanto il materiale in matrice sabbiosa veniva dilavato dall'ingresso delle acque marine e dalle acque di trivellazione. Nelle cassette, per una questione di ottimizzazione non è stato lasciato lo spazio dei campioni prelevati.
1.00						80%	
2.00							
3.00		Da 0.00 a 11.00 m circa basamento in c.a. del molo					
4.00							
5.00							
6.00							
7.00							
8.00							
9.00							
10.00							
11.00							
12.00							
13.00							
14.00							
15.00							
16.00							
17.00							
18.00							
19.00							
20.00							
21.00							
22.00							
23.00							
24.00							
25.00							
26.00							
27.00							
28.00							
29.00							
30.00							
31.00							
32.00							
33.00							
34.00							
35.00							
36.00							
37.00							
38.00							
39.00							
40.00							
41.00							
42.00							
43.00							
44.00							
45.00							
46.00							
47.00							
48.00							
49.00							
50.00							
51.00							
52.00							
53.00							
54.00							
55.00							
56.00							
57.00							
58.00							
59.00							
60.00							
61.00							
62.00							
63.00							
64.00							
65.00							
66.00							
67.00							
68.00							
69.00							
70.00							
71.00							
72.00							
73.00							
74.00							
75.00							
76.00							
77.00							
78.00							
79.00							
80.00							
81.00							
82.00							
83.00							
84.00							
85.00							
86.00							
87.00							
88.00							
89.00							
90.00							
91.00							
92.00							
93.00							
94.00							
95.00							
96.00							
97.00							
98.00							
99.00							
100.00							

Figura 2-2 Posizione sondaggi e stratigrafia zona di intervento

Sì è giunti a una dettagliata stratigrafia del sito in questione. In particolare per gli interventi nel molo:

- Il sondaggio S.1, eseguito in corrispondenza della testata del molo esistente, ha mostrato dall'alto verso il basso:
  - da 0,00 mt. a - 11,00 mt dal molo, basamento in c.a. del molo;
  - da - 11,00 a - 50,00 mt, calcari dolomitici brecciati nerastre in matrice sabbiosa di colore giallastre.

Ed attraverso un'attenta analisi del sondaggio S.1 e del sondaggio S.4, approfondita nella Relazione Geologica, sono stati ricavati i profili nella zona di interesse della scogliera:

- Il sondaggio SM.1, in corrispondenza del tratto iniziale della scogliera Sud-Est di progetto, mostra dall'alto verso il basso:
  - da 0,00 mt. a - 9,00 mt specchio d'acqua;
  - da - 9,00 a - 50,00 mt, calcari dolomitici brecciati nerastre in matrice sabbiosa di colore giallastre.
- Il sondaggio SM.2, in corrispondenza del tratto terminale della scogliera Sud-Est di progetto, mostra dall'alto verso il basso:
  - da 0,00 mt. a - 15,00 mt specchio d'acqua;
  - da - 15,00 a - 50,00 mt, calcari dolomitici brecciati nerastre in matrice sabbiosa di colore giallastre.

È stata riscontrata lungo tutta la zona di interesse del progetto la presenza di roccia di tipo sedimentaria costituita da calcari dolomitici brecciati nerastri in matrice sabbiosa come riportato nella Relazione Geologica.

Le caratteristiche geo-meccaniche di questi elementi sono state determinate secondo il noto "criterio di rottura di Hoek- Brown", utilizzando il programma di calcolo RocLab 1.0.

L'analisi tramite RocLab 1.0 consente il calcolo della coesione (C) e dell'angolo di attrito (PHI) dell'ammasso roccioso secondo il criterio di rottura di Mohr-Coulomb e, inoltre, la determinazione:

- dello sforzo di compressione monoassiale (SIGC);
- dello sforzo globale (SIGCM);
- del modulo di deformazione (ERM); disponendo dei seguenti parametri:
- resistenza a compressione della roccia intatta (SIGCI);
- indice GSI;
- costante MI della roccia intatta;
- fattore di disturbo D;
- modulo di deformazione della roccia intatta (EI);
- del fattore di disturbo D;
- del grado di confinamento (SIG3MAX).

Le costanti "mb", "s" ed "a", necessarie per il calcolo dei parametri geomeccanici, sono caratteristiche dell'ammasso roccioso e si definiscono in base all'indice GSI e alla costante mi della roccia intatta:

$$mb = mi \exp [(GSI - 100)/(28 - 14 D)]$$

$$s = \exp [(GSI - 100)/(9 - 3D)]$$

$$a = 1/2 + 1/6 * (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

mentre per il fattore di disturbo si adotta  $D = 0$ , valore di riferimento per ammassi rocciosi in siti indisturbati

e non interessati da scavi con utilizzo di esplosivo non controllato o in presenza di rocce spingenti e rigonfianti. Il grado di confinamento, settando in RocLab 1.0 il campo “application” in “general”, è stato imposto intorno a 5 MPa.

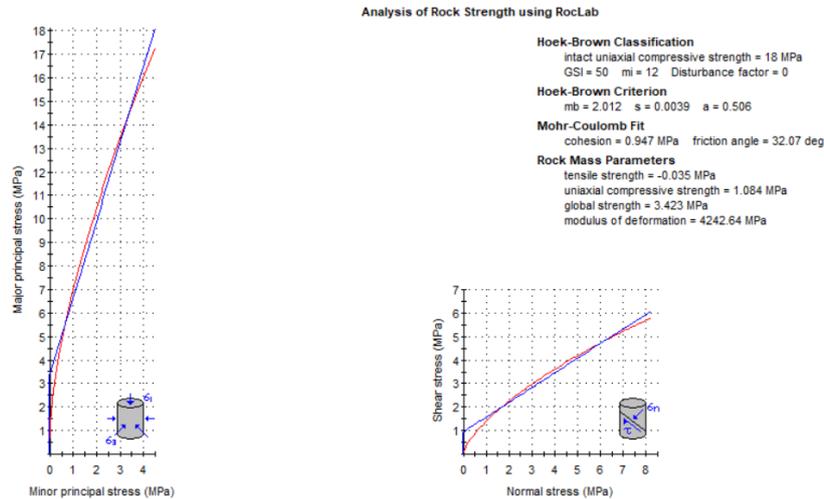


Figura 2-3 Caratteristiche meccaniche rappresentate nel piano di Mohr-Coulomb

I parametri di resistenza al taglio, ricavati con RocLab 1.0, sono i seguenti:

- angolo di resistenza al taglio  $\phi = 32^\circ$ ;
- coesione, nelle condizioni più cautelative, pari a 0.8 MPa, ma che può raggiungere con l'aumentare della profondità 0.9 ÷ 1.0 MPa.

### 2.3 Parametri sismici

Si riportano di seguito i parametri relativi alla zona di interesse, al fine della valutazione della sicurezza e delle prestazioni attese delle opere in progetto.

#### Localizzazione sito:

Regione Sicilia - Provincia di Trapani - Comune di Favignana

Coordinate geografiche:

- Latitudine 37,931241
- Longitudine 12,329712

#### Dati di input per il progetto:

- Vita nominale  $V_N$  50 anni
- Classe d'uso II

- Coefficiente d'uso 1,0
- Periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R = V_N \times C_U 50$
- Parametri  $T_R$ ,  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$

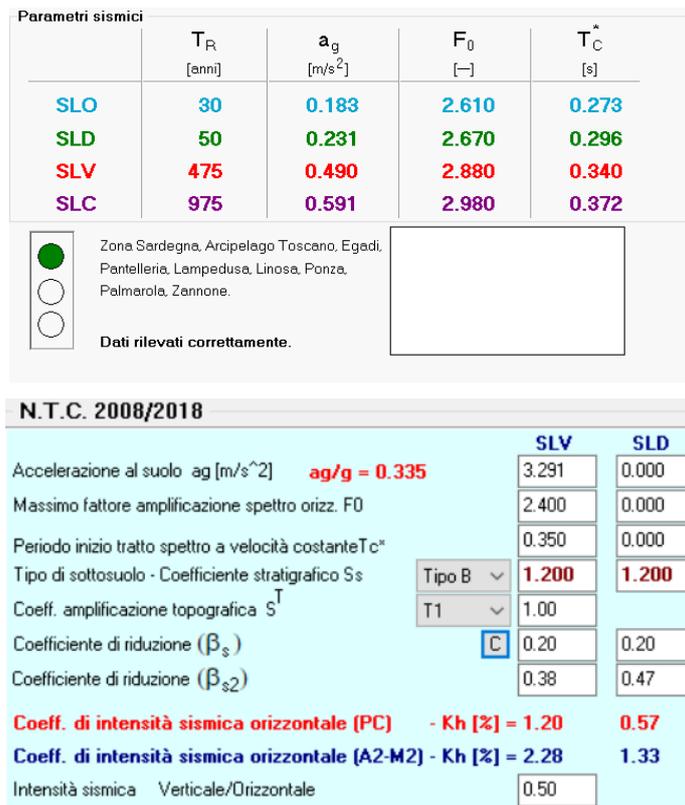


Figura 2-4 Parametri sismici

- Categoria sottosuolo: **B** “Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.”;
- Categoria topografica: **T1** “Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $\leq 15^\circ$ ”;
- Coefficiente stratigrafico  $S_s = 1,00$  (SLV);
- Coefficiente amplificazione topografica  $S_T = 1,00$ .

## 2.4 Definizione dei livelli di sicurezza con riferimento alla tracimazione delle strutture

Nella figura successiva si riporta il grafico con i livelli di sicurezza suggeriti per le diverse tipologie di strutture (opere a scarpata, opere composite e cassoni) nei confronti dei fenomeni di tracimazione (cfr. Fukuda e a. 1974, Goda 1985). In mancanza di riferimenti normativi specifici le verifiche di tracimazione sono state condotte con riferimento ad un periodo di ritorno per l'evento ondosu di 50 anni.

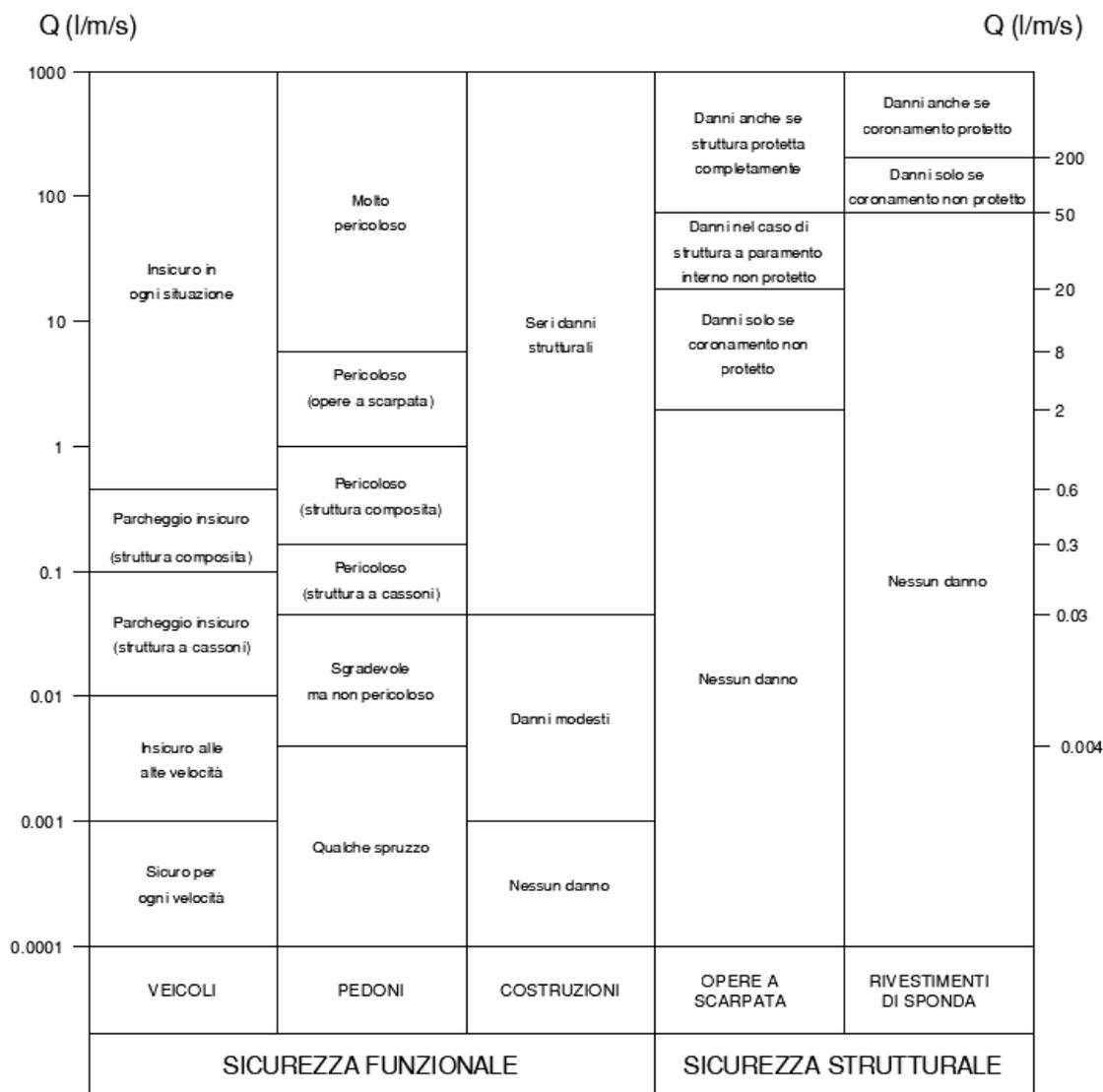


Figura 2.5 Livelli di sicurezza delle opere nei confronti della tracimazione(cfr. Fukuda e al. 1974, Goda 1985)

Nello specifico, relativamente alla sicurezza strutturale non si fa distinzione tra opere a scarpata, strutture composite o opere a parete verticale. Il livello di sicurezza richiesto, in termini di portata limite di

tracimazione, dipende dal fatto che la struttura venga o meno protetta sul coronamento e sul lato interno. Nel caso in esame le opere foranee si possono considerare protette sul coronamento, per cui la **portata di tracimazione massima ammissibile** per garantire la **sicurezza strutturale dell'opera** può essere assunta pari a **20 l/s/m**.

La sicurezza funzionale delle strutture invece è stata valutata con riferimento al transito dei pedoni lungo la banchina a tergo del muro paraonde. In questo caso i livelli massimi ammissibili per la portata di tracimazione risultano molto più restrittivi rispetto ai livelli richiesti per la sicurezza strutturale. Risulta evidente sulla base delle caratteristiche del clima ondoso del paraggio che non è possibile garantire tali livelli di sicurezza per tutto il periodo invernale.

Ne consegue che il transito dei pedoni lungo la banchina potrà avvenire solo se le condizioni meteo lo consentono. Nel caso specifico, trattandosi di opere a scarpata, la **portata di tracimazione massima ammissibile** per garantire la **sicurezza funzionale dell'opera in relazione al transito dei pedoni** è assunta pari a **1 l/s/m**. Tenuto conto di tale limite, dai calcoli di tracimazione è stato possibile ricavare l'altezza ammissibile dell'onda di fronte alle opere per consentirne la fruizione.

**Tabella 2.4 Valori limite definiti per la portata di tracimazione in funzione del livello di sicurezza da garantire**

TIPOLOGIA COSTRUTTIVA	Opere a scarpata	
	Strutturale	Funzionale
Livello sicurezza		
Periodo per cui è garantita a prestazione	Tutto l'anno	In condizioni non estreme (garantita nella stagione estiva)
<b>Portata limite (l/s/m)</b>	<b>20</b>	<b>1</b>

### 3 DIMENSIONAMENTO DEI CASSONI

Attraverso la collocazione di due cassoni cellulari protetti da una scogliera in massi artificiali di tipo Antifer, verrà realizzato il prolungamento del molo esistente per una lunghezza complessiva di 51 m, con le seguenti caratteristiche principali dei cassoni:

- dimensioni in pianta del fusto dei cassoni cellulari: 25,30x16,10 m;
- piastra di base del cassone delle dimensioni di 25,30x19,10x0,80 m;
- quota di imbasamento dei cassoni: - 6,00 m s.l.m.m.;
- quota sommitale dei cassoni dopo l'affondamento: +0,5 m s.l.m.m.;
- riempimento delle celle con calcestruzzo ciclopico;
- scanno di imbasamento in pietrame da 5 a 50 kg;
- protezione al piede lato Porto in massi di I categoria;
- piano di calpestio della banchina portuale: +1,95 m s.l.m.m. al ciglio banchina, in continuità con la quota di banchina attuale;
- massiccio di sovraccarico dello spessore di 1,45 m e muro paraonde dello spessore di 2,50 m al coronamento e 3,00 m alla base;
- coronamento del muro posto a quota +6,30 m s.l.m.m..

Di seguito vengono descritti gli approcci di calcolo impiegati e i risultati dei dimensionamenti e delle verifiche condotte. Nello specifico si riportano:

- Verifiche di galleggiamento in fase di trasporto;
- Calcolo delle sollecitazioni dovute al moto ondoso in fase di cresta e cavo d'onda;
- Verifica di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento e al sollevamento con riferimento alle azioni del moto ondoso;
- Verifiche di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento e al sollevamento in condizioni sismiche.

#### 3.1 Verifiche di stabilità dei cassoni: Fasi di trasporto, galleggiamento e affondamento

A seguire si riportano le considerazioni relative al galleggiamento del cassone di progetto, assimilabile a un corpo rigido in un liquido in quiete.

In generale, un corpo galleggiante è caratterizzato da sei gradi di libertà e, quindi, può essere soggetto a sei possibili movimenti principali in risposta a sollecitazioni esterne agenti sul corpo stesso: sussulto, beccheggio, rollio, deriva, avanzo, alambardata (vedi Figura 3-1). Considerando un sistema di riferimento cartesiano "xyz", con l'asse verticale z orientato verso l'alto e origine sul pelo libero, i sei gradi di libertà predetti si traducono in traslazioni e rotazioni rispetto agli assi x, y, z.

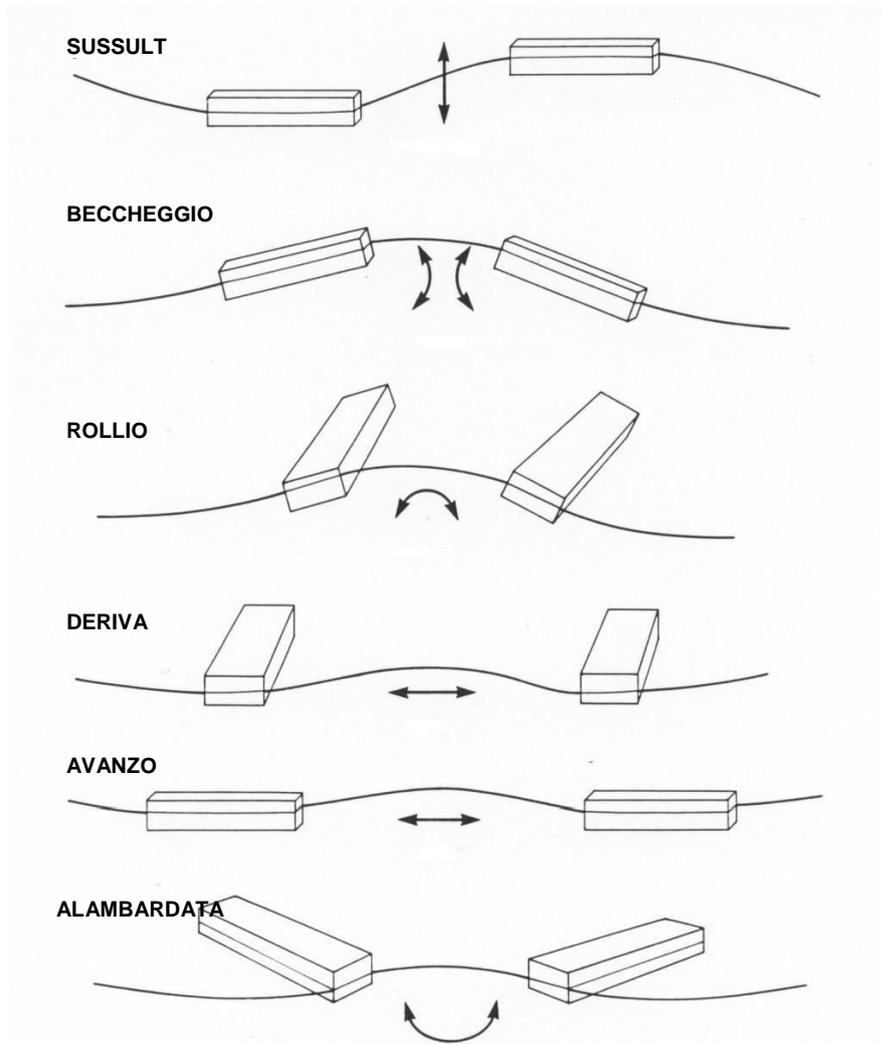


Figura 3-1 Gradi di libertà di un corpo galleggiante

Le sollecitazioni che governano l'equilibrio del corpo immerso sono le seguenti:

- la **spinta di Archimede**, applicata sul baricentro del volume del liquido spostato dal corpo (denominato centro di carena "C");
- il **peso proprio del corpo**, applicato sul baricentro di massa del corpo stesso (indicato convenzionalmente con "G").

Se la spinta di Archimede è maggiore del peso del corpo, quest'ultimo si sposta verso l'alto emergendo in parte dallo specchio liquido, fino alla condizione in cui la spinta di Archimede è pari, in modulo, al peso proprio del corpo.

Quando il baricentro G e il centro di carena C sono disposti lungo una stessa verticale il corpo galleggiante si dice in stato di equilibrio (vedi Figura 3-2).

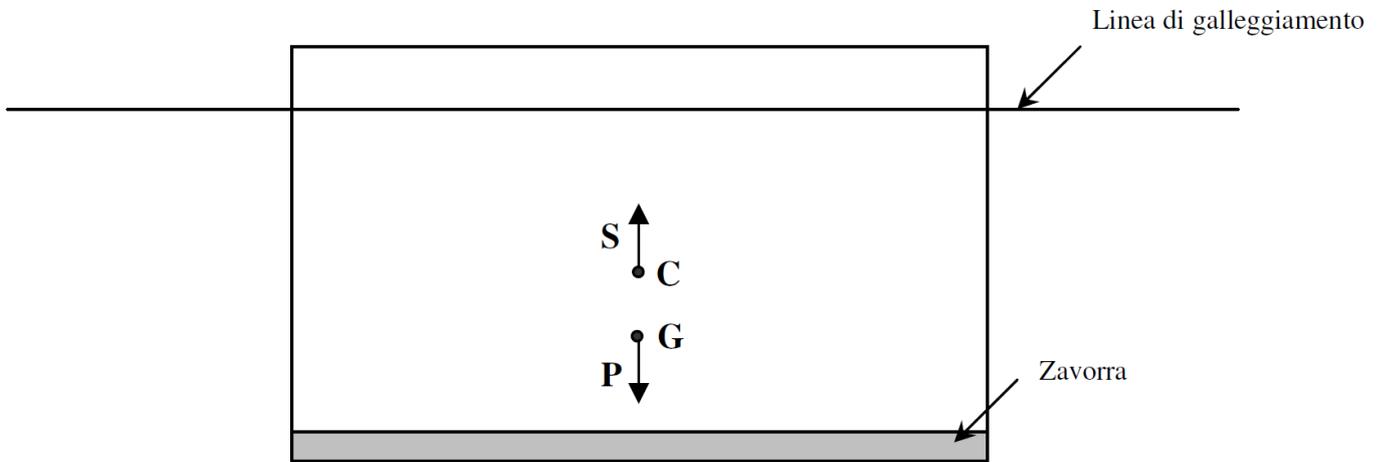


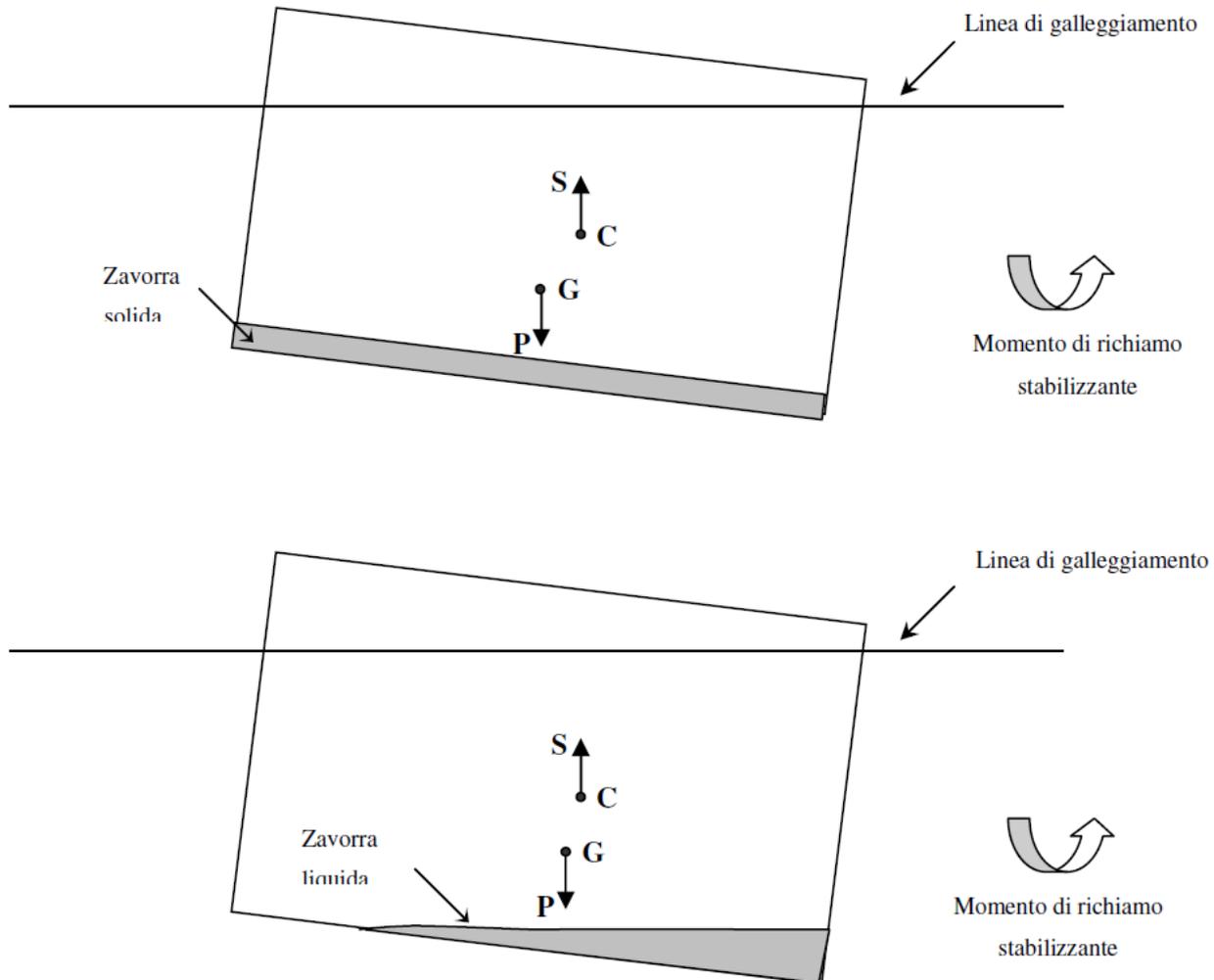
Figura 3-2 Corpo galleggiante con il baricentro (G) al di sotto del centro di carena (C)

L'equilibrio può essere:

- **stabile** quando il corpo, allontanato dalla sua posizione di equilibrio iniziale in seguito ad una piccola inclinazione dovuta ad una perturbazione esterna, torna nella sua posizione iniziale una volta cessata l'azione perturbante;
- **instabile** quando, allontanato dalla sua posizione iniziale, il corpo galleggiante si sposta fino a trovare una nuova posizione di equilibrio.

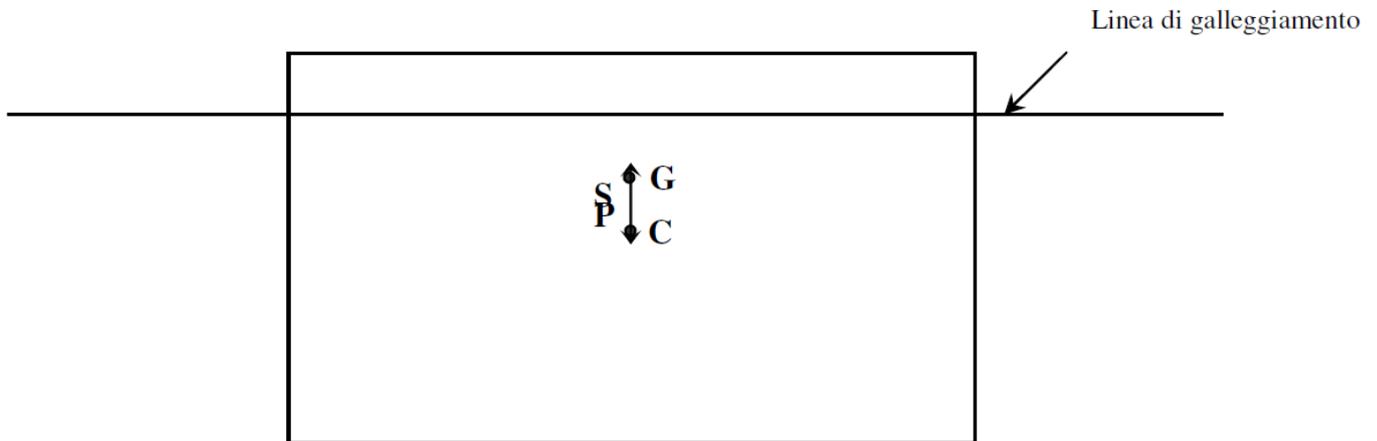
In particolare, quindi, un corpo galleggiante è in **equilibrio stabile** quando il baricentro è ubicato al di sotto del centro di carena. In questo caso, a causa di una inclinazione del corpo dovuta ad una azione esterna, la forza peso e la spinta del liquido sul corpo generano un momento di richiamo stabilizzante che tende a far tornare il corpo nella sua posizione iniziale (vedi Figura 3-3).

Questa condizione si verifica, generalmente, quando nella parte inferiore del galleggiante è concentrato un peso elevato (solido o liquido) detto "zavorra", che nel caso in esame è rappresentato dalla platea di base della struttura.



**Figura 3-3** Corpo galleggiante con il baricentro al di sotto del centro di carena; è possibile osservare che ad una inclinazione del corpo corrisponde l'ingenerarsi di una coppia di richiamo stabilizzante.

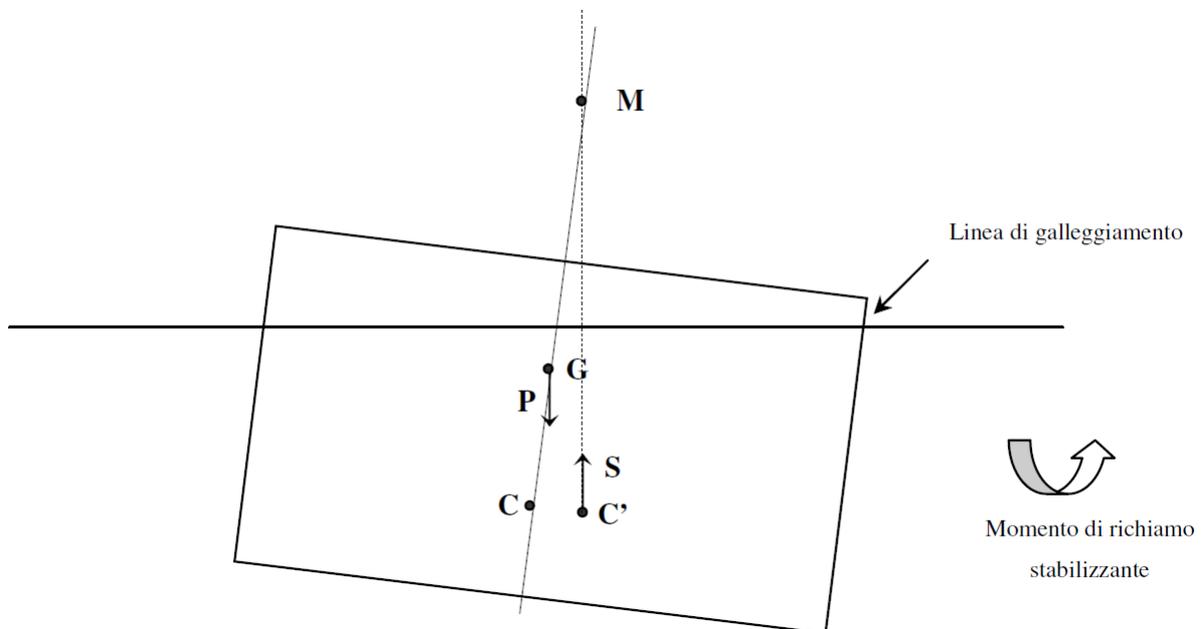
Se il baricentro (G) si trova invece al di sopra del centro di carena (C), la condizione di stabilità dipende dalla posizione che G assume rispetto al **metacentro** (M), rappresentato dal punto di intersezione della verticale condotta per il centro di carena con l'asse baricentrico, a seguito di una rotazione infinitesima del galleggiante stesso (vedi Figura 3-4).



**Figura 3-4** Corpo galleggiante con il baricentro (G) al di sopra del centro di carena (C)

In tal caso possono verificarsi i seguenti casi:

- se G è compreso tra C e M, il corpo è in una configurazione di equilibrio stabile poiché ad una piccola inclinazione del corpo corrisponde l'ingenerarsi di un momento di richiamo stabilizzante (vedi Figura 3-5);
- se G è al di sopra sia di M che di C, il corpo è in una configurazione di equilibrio instabile in quanto il momento ingeneratosi in seguito ad una piccola inclinazione del corpo medesimo è destabilizzante (vedi Figura 3-6) e tende a ribaltare il corpo immerso.



**Figura 3-5** Configurazione equilibrio stabile: corpo galleggiante con il baricentro al di sopra del centro di carena, ma al di sotto del metacentro, M

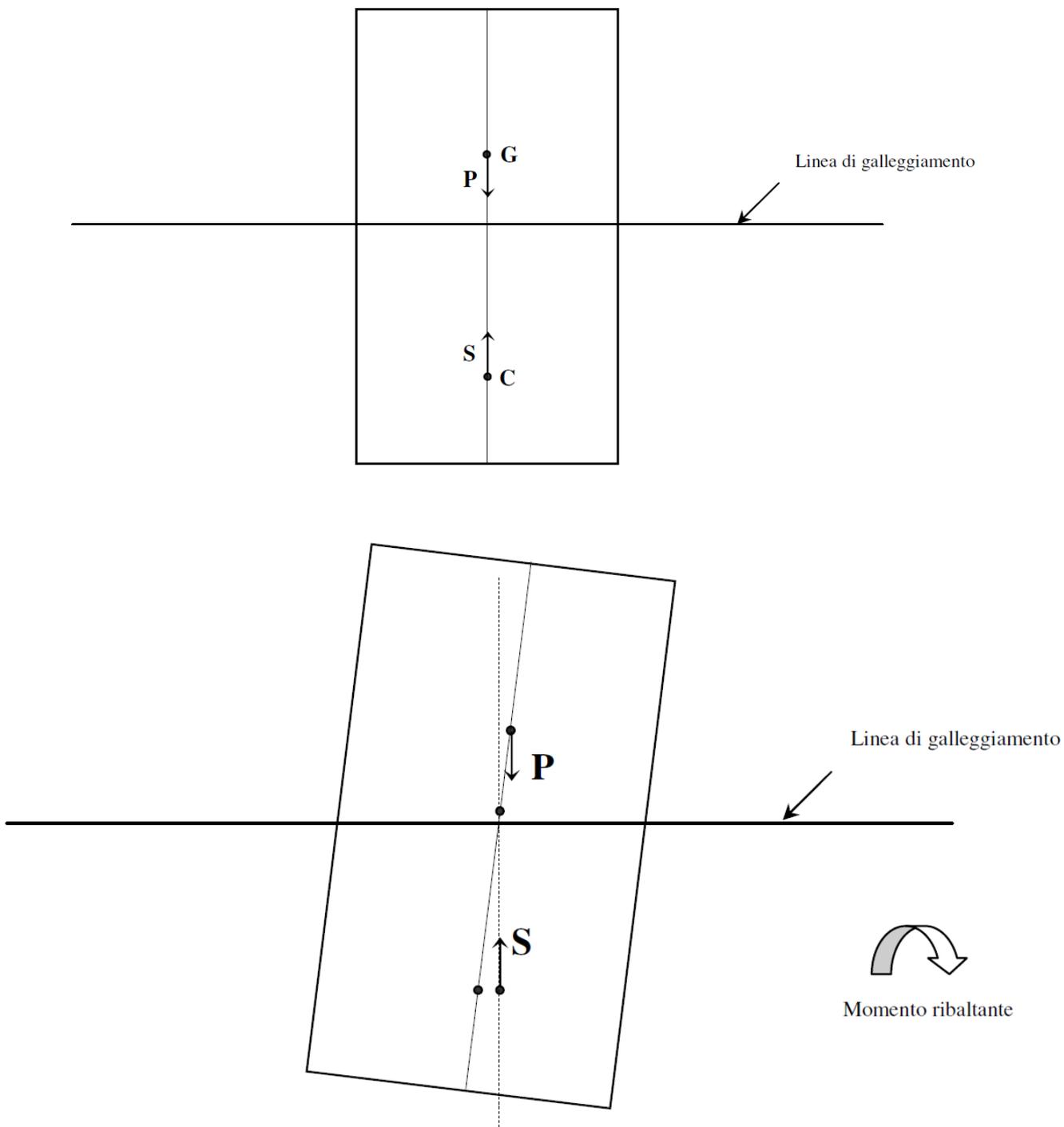


Figura 3-6 Configurazione equilibrio instabile: Corpo galleggiante con il baricentro al di sopra sia del centro di carena, sia del metacentro

La stabilità di un corpo galleggiante, cioè l'attitudine a ritornare alla posizione iniziale di equilibrio in seguito all'inclinazione subita a causa di una perturbazione esterna, si misura attraverso la cosiddetta **distanza metacentrica GM**, pari alla distanza tra il baricentro del corpo G ed il metacentro M.

Perché il corpo venga considerato stabile durante il galleggiamento, è necessario che il metacentro M sia al di sopra del baricentro G, in modo tale che la distanza metacentrica sia positiva, come espresso dalla seguente relazione:

$$GM = CM - CG > 0$$

in cui **CM** indica il **raggio metacentrico**, pari al rapporto tra il momento di inerzia della sezione di galleggiamento rispetto all'asse longitudinale (I) e il volume di carena (V).

Nella pratica, per garantire la stabilità al galleggiamento, è fortemente raccomandato che la distanza metacentrica sia **maggiore di 0,50 m**.

La stabilità del corpo può essere verificata rispetto alla sezione trasversale e a quella longitudinale. Tuttavia, poiché a parità di volume di carena, il momento di inerzia della sezione di galleggiamento trasversale è sempre maggiore della longitudinale, basterà garantire la stabilità trasversale, perché anche quella longitudinale sia automaticamente verificata.

Nel caso in cui invece il corpo non risulti stabile, è necessario aggiungere delle zavorre e riverificare la condizione di stabilità, avendo preventivamente provveduto a sottrarre dal momento di inerzia I, la somma dei momenti di inerzia baricentrici rispetto all'asse longitudinale dei singoli specchi liquidi delle celle ( $\Sigma i$ ).

A seguire si riportano le verifiche dei cassoni durante le fasi di trasporto, galleggiamento e affondamento.

Per i calcoli è necessario definire il peso del cassone, la spinta idrostatica, il baricentro, il centro di carena e l'altezza del cassone fuori dall'acqua durante il galleggiamento.

Nella fase di trasporto occorre inoltre assicurare la stabilità del cassone alla navigazione, mentre nella fase di affondamento occorre determinare la quantità di acqua di mare (*zavorra*) da immettere nelle celle per ottenere l'affondamento del cassone stesso. Considerata la simmetria del cassone l'acqua raggiungerà lo stesso livello in tutte le celle.

In tutte le fasi sul cassone agiscono:

- la forza peso
- la spinta di galleggiamento.

Lo schema di calcolo per le verifiche in fase di trasporto, galleggiamento e affondamento è rappresentato nella figura seguente:

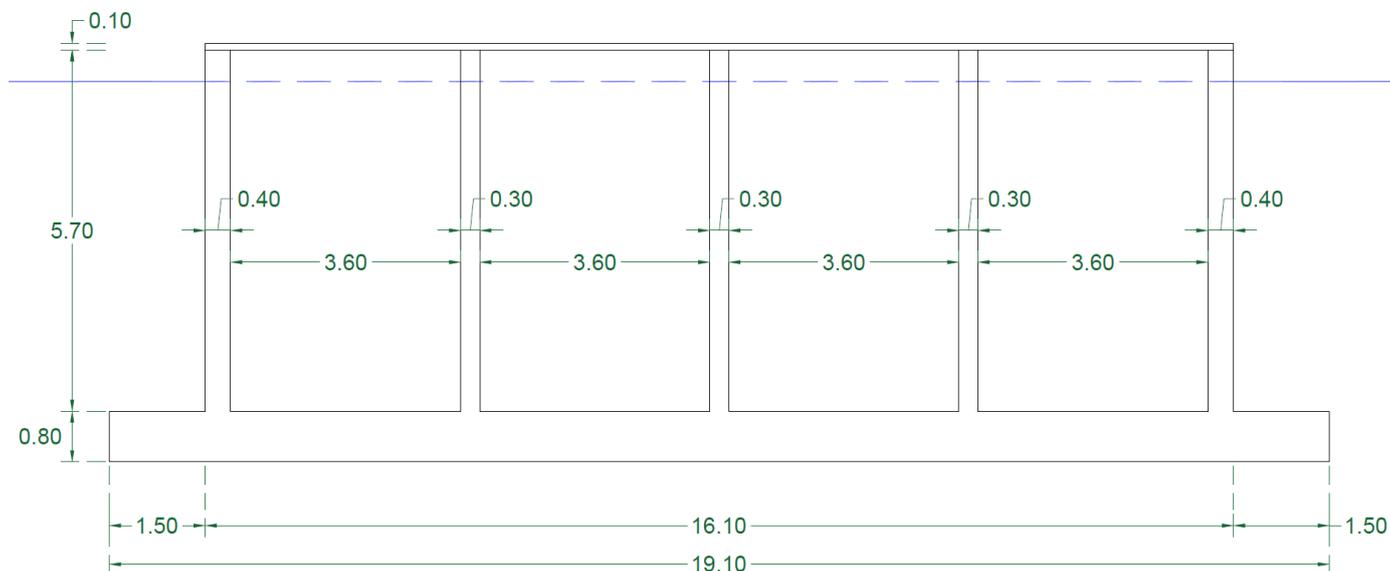


Figura 3-7 Schema di calcolo cassone

### 3.1.1 Fasi di trasporto e galleggiamento

Nelle tabelle riportate a seguire si esplicitano i calcoli del peso e del baricentro del cassone nelle fasi di trasporto e galleggiamento, durante le quali la forza peso P deve essere in equilibrio con la spinta di galleggiamento.

Il fusto del cassone è stato suddiviso in conci di altezza  $H_i = Z_{max} - Z_{min}$ , con area della sezione trasversale  $A_i$  costante.

Per il caso in esame non è necessaria l'introduzione di una zavorra di acqua per l'ottimizzazione della posizione del baricentro e per migliorare la stabilità durante il trasporto.

1 - Peso e baricentro del cassone in fase di trasporto														
	$Z_{min}$	$Z_{max}$	$A_i$	$H_i$	$V_i$	$\gamma$	$P_i$	$X_{Gi}$	$Y_{Gi}$	$Z_{Gi}$	$P_i X_{Gi}$	$P_i Y_{Gi}$	$P_i Z_{Gi}$	
	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
fusto	0,80	6,50	83,47	5,70	475,78	25,00	11.894,48	12,70	9,55	3,65	151.059,83	113.592,24	43.414,83	
soletta	6,50	6,60	406,18	0,10	40,62	25,00	1.015,45	12,70	9,55	6,55	12.896,22	9.697,55	6.651,20	
platea	0,00	0,80	482,38	0,80	385,90	25,00	9.647,60	12,70	9,55	0,40	122.524,52	92.134,58	3.859,04	
<b>Peso (P) e Baricentro (G) cassone in fase di trasporto</b>					$\Sigma V_i$		$\Sigma P_i$	$X_G$	$Y_G$	$Z_G$	$\Sigma P_i X_{Gi}$	$\Sigma P_i Y_{Gi}$	$\Sigma P_i Z_{Gi}$	
					[m <sup>3</sup> ]		[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
					902,30		22.557,53	12,70	9,55	2,39	286.480,57	215.424,36	53.925,07	

2 - Spinta di galleggiamento e centro di carena in fase di trasporto													
	$A_i$	$V_i$											
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]											
soletta (fusto pieno)	406,18												
platea	482,38	385,90											
Condizione di equilibrio di Archimede			$\Sigma P_i = \gamma_w \times V$				V	2.233,42	m <sup>3</sup>				
$V_1$ (platea)	385,90	m <sup>3</sup>	Volume piastra di base comprese mensole										
$V_2$ (soletta)	=	$A_{base\ cassone} \times h_{carena}$	=	406,18	x	$h_{carena}$							
$V=V_1+V_2$	⇒	$h_{carena}$	4,55	m									
	$Z_{min}$	$Z_{max}$	$A_i$	$H_{i-imm}$	$V_i$	$\gamma$	$S_{Ai}$	$X_{Ci}$	$Y_{Ci}$	$Z_{Ci}$	$S_{Ai}X_{Ci}$	$S_{Ai}Y_{Ci}$	$S_{Ai}Z_{Ci}$
	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
platea	0,00	0,80	482,38	0,80	385,90	10,10	3.897,63	12,70	9,55	0,40	49.499,91	37.222,37	1.559,05
fusto	0,80	5,35	406,18	4,55	1.847,51	10,10	18.659,89	12,70	9,55	3,07	236.980,66	178.201,99	57.365,29
<b>C</b> Centro di spinta Cassone					$\Sigma V_i$		$\Sigma S_{Ai}$	$X_c$	$Y_c$	$Z_c$	$\Sigma S_{Ai}X_{Ci}$	$\Sigma S_{Ai}Y_{Ci}$	$\Sigma S_{Ai}Z_{Ci}$
					[m <sup>3</sup> ]		[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
					2.233,42		22.557,53	12,70	9,55	2,61	286.480,57	215.424,36	58.924,34

Piano di galleggiamento		
$H_{fusto}$	5,80	m
$H_{platea}$	0,80	m
$H_{cassone}$	6,60	m
$H_{immersa}$	5,35	m
$H_{emersa}$	1,25	m

3 - Stabilità al galleggiamento						
$Z_G=$	2,39	m				
$Z_C=$	2,61	m				
$GC=$	-0,22	m				
$V_{immerso}=$	2.233,42	m <sup>3</sup>				
$I_{SG-T}=$	8.833,44	m <sup>4</sup>				
$I_{SG-L}=$	21.985,98	m <sup>4</sup>				
$CM_T=$	3,96	m				
$CM_L=$	9,84	m				
$GM_T=$	4,18	m				
$GM_L=$	10,07	m				
VERIFICA	$GM = \min(GM_T; GM_L)$	4,18 m	>	0,30	trasporto in mare calmo	VERO
				0,50	trasporto in mare aperto	VERO

Avendo ottenuto un'altezza immersa del cassone pari a 5,35 m e sapendo che lo stesso sarà imbasato alla quota di - 6,00 m l.m.m., il cassone galleggerà a 0,65 m dal fondale.

3.1.2 Fase di affondamento

Nella fase di affondamento del cassone (piano di posa - 6,00 m l.m.m.) si prevede il riempimento delle celle con acqua di mare.

A seguire si riporta il calcolo dell'altezza e del volume d'acqua necessari per l'affondamento.

4 - Affondamento cassone																	
Piano di posa del cassone	6,00	m															
H <sub>fusto</sub>	5,80	m															
H <sub>platea</sub>	0,80	m															
H <sub>cassone emerso</sub>	0,60	m															
H <sub>fusto immerso</sub> = H <sub>carena</sub>	5,20	m															
H <sub>fusto emerso</sub>	0,60	m															
	A <sub>i</sub>	V <sub>i</sub>															
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]															
soletta (fusto pieno)	406,18																
platea	482,38	385,90															
V <sub>1</sub> (platea)	385,90	m <sup>3</sup>	Volume piastra di base comprese mensole														
V <sub>2</sub> (soletta/fusto pieno)	=	A <sub>base cassone</sub> X h <sub>carena</sub>	=	406,18	x	5,20	=	2.112,14	m <sup>3</sup>								
V=V <sub>1</sub> +V <sub>2</sub>	2.498,04	m <sup>3</sup>															
Condizione di equilibrio di Archimede			ΣP <sub>i</sub> = γ <sub>w</sub> x V			⇒			ΣP <sub>i</sub> 25.230,20 kN						Peso che il cassone comprensivo delle zavorre deve avere per affondare		
	Z <sub>min</sub>	Z <sub>max</sub>	A <sub>i</sub>	H <sub>i</sub>	V <sub>i</sub>	γ	P <sub>i</sub>	X <sub>Gi</sub>	Y <sub>Gi</sub>	Z <sub>Gi</sub>	P <sub>i</sub> X <sub>Gi</sub>	P <sub>i</sub> Y <sub>Gi</sub>	P <sub>i</sub> Z <sub>Gi</sub>				
	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]				
fusto	0,80	6,50	83,47	5,70	475,78	25,00	11.894,48	12,70	9,55	3,65	151.059,83	113.592,24	43.414,83				
soletta	6,50	6,60	406,18	0,10	40,62	25,00	1.015,45	12,70	9,55	6,55	12.896,22	9.697,55	6.651,20				
platea	0,00	0,80	482,38	0,80	385,90	25,00	9.647,60	12,70	9,55	0,40	122.524,52	92.134,58	3.859,04				
Peso (P) e Baricentro (G) cassone in fase di affondamento						ΣV <sub>i</sub>	ΣP <sub>i</sub>	X <sub>G</sub>	Y <sub>G</sub>	Z <sub>G</sub>	ΣP <sub>i</sub> X <sub>Gi</sub>	ΣP <sub>i</sub> Y <sub>Gi</sub>	ΣP <sub>i</sub> Z <sub>Gi</sub>				
						[m <sup>3</sup> ]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]				
						902,30	22.557,53	12,70	9,55	2,39	286.480,57	215.424,36	53.925,07				
						Peso del cassone senza zavorre											
Peso delle zavorre			2.672,68	kN	⇒	Volume delle zavorre			264,62	m <sup>3</sup>							

Superficie complessiva celle		322,72 m <sup>2</sup>	Altezza zavorre		0,82 m
celle lato porto 1° fila		80,68 m <sup>2</sup>			
celle lato porto 2° fila		80,68 m <sup>2</sup>			
celle lato porto 3° fila		80,68 m <sup>2</sup>			
celle lato porto 4° fila		80,68 m <sup>2</sup>			

	Z <sub>min</sub>	Z <sub>max</sub>	A <sub>i</sub>	H <sub>i</sub>	V <sub>i</sub>	γ	P <sub>i</sub>	X <sub>Gi</sub>	Y <sub>Gi</sub>	Z <sub>Gi</sub>	P <sub>i</sub> X <sub>Gi</sub>	P <sub>i</sub> Y <sub>Gi</sub>	P <sub>i</sub> Z <sub>Gi</sub>
	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
fusto	0,80	6,50	83,47	5,70	475,78	25,00	11.894,48	12,70	9,55	3,65	151.059,83	113.592,24	43.414,83
soletta	6,50	6,60	406,18	0,10	40,62	25,00	1.015,45	12,70	9,55	6,55	12.896,22	9.697,55	6.651,20
platea	0,00	0,80	482,38	0,80	385,90	25,00	9.647,60	12,70	9,55	0,40	122.524,52	92.134,58	3.859,04
zavorra celle lato porto 1° fila			80,68	0,82	66,16	10,10	668,17	12,70	15,40	1,21	8.485,76	10.289,81	808,48
zavorra celle lato porto 2° fila			80,68	0,82	66,16	10,10	668,17	12,70	11,50	1,21	8.485,76	7.683,95	808,48
zavorra celle lato porto 3° fila			80,68	0,82	66,16	10,10	668,17	12,70	7,60	1,21	8.485,76	5.078,09	808,48
zavorra celle lato porto 4° fila			80,68	0,82	66,16	10,10	668,17	12,70	3,70	1,21	8.485,76	2.472,23	808,48
Peso (P) e Baricentro (G) cassone in fase di affondamento						ΣV <sub>i</sub>	ΣP <sub>i</sub>	X <sub>G</sub>	Y <sub>G</sub>	Z <sub>G</sub>	ΣP <sub>i</sub> X <sub>Gi</sub>	ΣP <sub>i</sub> Y <sub>Gi</sub>	ΣP <sub>i</sub> Z <sub>Gi</sub>
						[m <sup>3</sup> ]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
						1.166,92	25.230,20	12,70	9,55	2,27	320.423,59	240.948,45	57.158,98

REGIONE SICILIANA

Assessorato delle Infrastrutture e della Mobilità – Dipartimento delle Infrastrutture della mobilità e dei trasporti

PROGETTO DEFINITIVO: "LAVORI PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI MARETTIMO A SUD DEL CENTRO ABITATO"

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

5 - Spinta di galleggiamento e centro di carena in fase di affondamento													
	$A_i$	$V_i$											
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]											
soletta (fusto pieno)	406,18												
platea	482,38	385,90											
$h_{carena}$	5,20	m											
	$Z_{min}$	$Z_{max}$	$A_i$	$H_{i-imm}$	$V_i$	$\gamma$	$S_{Ai}$	$X_{Ci}$	$Y_{Ci}$	$Z_{Ci}$	$S_{Ai}X_{Ci}$	$S_{Ai}Y_{Ci}$	$S_{Ai}Z_{Ci}$
	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
platea	0,00	0,80	482,38	0,80	385,90	10,10	3.897,63	12,70	9,55	0,40	49.499,91	37.222,37	1.559,05
soletta (fusto pieno)	0,80	6,00	406,18	5,20	2.112,14	10,10	21.332,57	12,70	9,55	3,40	270.923,68	203.726,08	72.530,75
<b>C</b> Centro di spinta Cassone					$\Sigma V_i$		$\Sigma S_{Ai}$	$X_C$	$Y_C$	$Z_C$	$\Sigma S_{Ai}X_{Ci}$	$\Sigma S_{Ai}Y_{Ci}$	$\Sigma S_{Ai}Z_{Ci}$
					[m <sup>3</sup> ]		[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
					2.498,04		25.230,20	12,70	9,55	2,94	320.423,59	240.948,45	74.089,80

### 3.2 Verifiche di stabilità dei cassoni: fase di esercizio

Ai fini delle verifiche di stabilità, i cassoni oggetto dei calcoli della presente Relazione, sono stati assimilati ad un muro di sostegno; le verifiche di sicurezza sono state pertanto svolte con riferimento alle indicazioni di cui al D.M. 17/01/2018:

- punto 6.5.3.1.1 – *condizioni statiche*
- punti 7.11.1 e 7.11.6.2 – *condizioni sismiche*.

Le verifiche di scorrimento sul piano di posa, collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno e ribaltamento in condizioni statiche sono state effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I del D.M. 17/01/2018.

**Tabelle 3.1 - Rif. Tab. 6.2.I D.M. 17/01/2018 e Tab. 6.2.II D.M. 17/01/2018**

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_D$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(0)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_\varphi$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 3.2 - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno - Rif. Tab. 6.5.I D.M. 17/01/2018**

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.2 si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV); quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (SLD).

Nelle verifiche di sicurezza in condizioni sismiche si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione

$$E_d \leq R_d$$

ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati nella tabella 7.11.III del D.M. 17/01/2018.

**Tabella 3.3 - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno - Rif. Tab. 7.11.III D.M. 17/01/2018**

Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_R$
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

### VERIFICHE DI STABILITÀ ALLA TRASLAZIONE

Le verifiche di scorrimento effettuate utilizzando le combinazioni dei carichi secondo il D.M. 17/01/2018 risultano soddisfatte se:

$$E_d \leq R_d \Rightarrow R_d \geq E_d \Rightarrow \frac{R}{\gamma_R} \geq E_d \Rightarrow \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R \Rightarrow \frac{R_v \cdot \mu_d}{R_o} \geq \gamma_R$$

dove

- $R_d = R/\gamma_R$  è la resistenza di progetto con  $\gamma_R$  coefficiente parziale per la resistenza pari a:
  - 1,10 in condizioni statiche;
  - 1,00 in condizioni sismiche;
- $R = R_v \cdot \mu_d$  con  $R_v$  risultante delle azioni verticali agenti sul cassone e  $\mu_d$  valore di progetto del coefficiente di attrito terreno-fondazione;
- $E_d = R_o$  con  $R_o$  risultante delle azioni orizzontali agenti sul cassone.

La stabilità allo scorrimento nelle combinazioni dei carichi effettuate secondo le Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime è assicurata, invece, se risulta soddisfatta la seguente disequaglianza:

$$\frac{\mu R_v}{R_o} > C_s$$

con:

- $\mu = 0,6$  coefficiente di attrito;
- $C_s = 1,4$  coefficiente di sicurezza.

### VERIFICHE DI STABILITÀ AL RIBALTAMENTO

Le verifiche al ribaltamento effettuate utilizzando le combinazioni dei carichi secondo il D.M. 17/01/2018 risultano soddisfatte se:

$$E_d \leq R_d \Rightarrow R_d \geq E_d \Rightarrow \frac{R}{\gamma_R} \geq E_d \Rightarrow \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R \Rightarrow \frac{M_{stab}}{M_{rib}} \geq \gamma_R$$

dove

- $R_d = R/\gamma_R$  è la resistenza di progetto con  $\gamma_R$  coefficiente parziale per la resistenza pari a:

- 1,15 in condizioni statiche;
- 1,00 in condizioni sismiche;
- $R = M_{\text{stab}}$  con  $M_{\text{stab}}$  sommatoria dei momenti stabilizzanti agenti sul cassone valutati rispetto al polo di calcolo;
- $E_d = M_{\text{rib}}$  con  $M_{\text{rib}}$  sommatoria dei momenti ribaltanti agenti sul cassone valutati rispetto al polo di calcolo.

La stabilità al ribaltamento nelle combinazioni dei carichi effettuate secondo le Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime è assicurata, invece, se risulta soddisfatta la seguente disequaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} > C_r$$

con

- $M_s$  momento stabilizzante;
- $M_r$  momento ribaltante;
- $C_r = 1,5$  coefficiente di sicurezza.

Gli assi di ribaltamento per la valutazione dei momenti resistenti  $M_s$  e ribaltanti  $M_r$  sono  $O_B$  (polo lato porto) e  $O_M$  (polo lato mare) rispettivamente in fase di cresta e in fase di cavo, come riportato nella figura seguente:

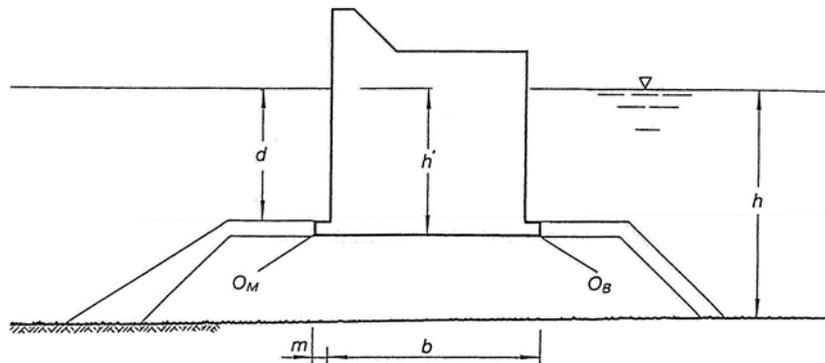


Figura 3-8 Schematizzazione del cassone secondo le Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime

### VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE

Le verifiche di capacità portante effettuate utilizzando le combinazioni dei carichi secondo il D.M. 17/01/2018 risultano soddisfatte se:

$$E_d \leq R_d \Rightarrow R_d \geq E_d \Rightarrow \frac{R_d}{E_d} \geq 1$$

dove

- $R_d = R/\gamma_R$  è la resistenza di progetto con  $\gamma_R$  coefficiente parziale per la resistenza pari a:
  - 1,40 in condizioni statiche;
  - 1,20 in condizioni sismiche;

- $R = q_{lim}$  è il carico limite;
- $E_d = \sigma_{t max}$  è il valore di progetto delle azioni pari alla pressione massima esercitata sul terreno dalla fondazione del cassone.

La precedente relazione può, pertanto, esplicitarsi come:

$$\frac{q_{lim}}{\sigma_{t max}} \geq \gamma_R$$

La verifica di capacità portante nelle combinazioni dei carichi effettuate secondo le Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime è assicurata, invece, se la pressione massima  $\sigma_{t max}$  agente sul terreno per effetto della presenza del cassone risulta inferiore al carico massimo ammissibile  $\sigma_{t amm} = 5 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$  (5 kg/cm<sup>2</sup>):

$$\sigma_{t max} \leq \sigma_{t amm}$$

Il carico limite è stato calcolato ricorrendo alla formulazione di VESIC in condizioni statiche e alla formulazione proposta da PAOLUCCI & PECKER in presenza di sisma.

È bene ricordare che i due principali studi teorici per il calcolo della capacità portante, dai quali deriva la maggior parte delle soluzioni proposte successivamente, sono stati condotti da PRANDTL (1920) e TERZAGHI (1943), per fondazione nastriforme (problema piano) utilizzando il metodo dell'equilibrio limite.

Entrambi schematizzano il terreno come un mezzo continuo, omogeneo e isotropo, a comportamento rigido plastico e per il quale vale il criterio di rottura di MOHR-COULOMB.

In particolare, nel caso in studio è stato adottato il meccanismo di rottura di TERZAGHI che ipotizza, secondo uno schema più aderente alle condizioni reali, la presenza di attrito tra fondazione e terreno. In questo caso il cuneo sottostante la fondazione è in condizioni di equilibrio elastico, ha superfici inclinate di un angolo  $\varphi$  rispetto all'orizzontale e penetra nel terreno come se fosse parte della fondazione stessa (cfr. figura seguente).

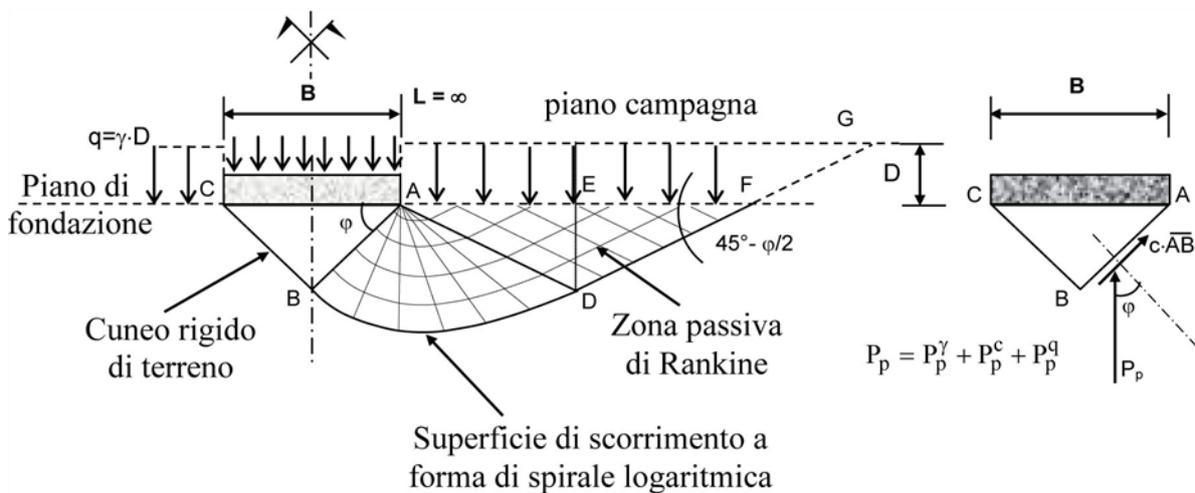


Figura 3-9 Schema di TERZAGHI per il calcolo della capacità portante

È da osservare che la presenza di un cuneo intatto, sotto la fondazione, è in accordo con l'evidenza che le superfici di rottura non possono interessare l'elemento rigido di fondazione.

Secondo la teoria, il terreno sovrastante il piano di fondazione contribuisce alla capacità portante solo in virtù del proprio peso, ma è privo di resistenza al taglio; pertanto nel tratto FG della superficie di scorrimento non vi sono tensioni di taglio.

### **METODO DI CALCOLO DEL CARICO LIMITE IN ASSENZA DI SISMA**

La formulazione di VESIC (1975) per la determinazione del carico limite è, come detto, una estensione della formula trinomia di TERZAGHI; essa contiene i coefficienti correttivi che tengono conto della forma della fondazione, degli effetti di carichi inclinati o eccentrici e di quelli connessi con l'inclinazione del piano di posa della fondazione o del piano campagna:

$$q'_{lim} = A_c \cdot c' \cdot N_c + A_q \cdot q' \cdot N_q + A_\gamma \cdot \gamma_2^* \cdot \left(\frac{B'}{2}\right) \cdot N_\gamma$$

Nella precedente espressione:

- i fattori  $A_c$ ,  $A_q$  e  $A_\gamma$  rappresentano i "fattori correttivi globali" ottenuti moltiplicando tra di loro i fattori correttivi di forma, inclinazione del carico, inclinazione del piano di campagna, inclinazione del piano di posa e di profondità secondo le espressioni che seguono:

- $A_c = \zeta_c \cdot \xi_c \cdot \beta_c \cdot \alpha_c \cdot d_c$
- $A_q = \zeta_q \cdot \xi_q \cdot \beta_q \cdot \alpha_q \cdot d_q$
- $A_\gamma = \zeta_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \beta_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cdot d_\gamma$

con:

$\zeta_c, \zeta_q, \zeta_\gamma$  fattori di forma

$\xi_c, \xi_q, \xi_\gamma$  fattori di inclinazione del carico

$\beta_c, \beta_q, \beta_\gamma$  fattori di inclinazione del piano di campagna

$\alpha_c, \alpha_q, \alpha_\gamma$  fattori di inclinazione del piano di posa

$d_c, d_q, d_\gamma$  fattori di profondità

- i fattori  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  rappresentano i fattori di capacità portante e sono dati dalle seguenti relazioni:
  - $N_c = (N_q - 1) \cotg \varphi'$
  - $N_q = \text{tg}^2(\pi/4 + \varphi'/2) e^{\pi \text{tg} \varphi'}$
  - $N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg} \varphi'$
- il termine  $q$  rappresenta il sovraccarico laterale calcolato in funzione della profondità del piano di posa  $D_f$  e della profondità della falda  $D_w$  attraverso la relazione:
  - $q = q' = \gamma'_1 D_f$  per fondazione sommersa
  - $q = q' = \gamma_1 D_f - \gamma_w (D_f - D_w)$  se  $D_w < D_f$
  - $q = q' = \gamma_1 D_f$  se  $D_w \geq D_f$

- il peso di volume del terreno sotto al piano di posa della fondazione  $\gamma_2^*$  si assume pari al peso di volume sommerso  $\gamma_2'$ , o al peso di volume naturale  $\gamma_2$ , oppure al valore medio pesato in funzione della posizione della falda:

$$\begin{aligned} - \gamma_2^* &= \gamma_2' && \text{se } 0 \leq D_w < D_f \text{ o fondazione sommersa} \\ - \gamma_2^* &= [\gamma_2(D_w - D_f) + \gamma_2'(D_f + B - D_w)]/B && \text{se } 0 \leq D_w < D_f \\ - \gamma_2^* &= \gamma_2 && \text{se } 0 \leq D_w < D_f \end{aligned}$$

Se oltre alla forza verticale centrata  $Q_v$ , agiscono sul piano di posa della fondazione anche momenti flettenti ( $M_B$  longitudinali o  $M_L$  trasversali), si fa riferimento ad una fondazione fittizia di dimensioni ridotte  $B' \times L'$  nella quale la forza verticale è centrata; le dimensioni ridotte si calcolano con le relazioni seguenti:

$$\begin{aligned} e_B &= M_B / Q_v && \text{eccentricità trasversale del carico} \\ e_L &= M_L / Q_v && \text{eccentricità longitudinale del carico} \\ B' &= B - 2e_B && \text{larghezza della fondazione fittizia} \\ L' &= L - 2e_L && \text{lunghezza della fondazione fittizia} \end{aligned}$$

Le formule per il calcolo dei fattori correttivi sono riportate di seguito.

#### Fattori di forma

I fattori di forma correggono il carico limite nel caso in cui la fondazione non possa considerarsi nastriforme ( $L'/B' \leq 5$ ) e si valutano come:

- $\zeta_c = 1 + (B'/L') \cdot (N_q/N_c)$
- $\zeta_q = 1 + (B'/L') \text{tg}\varphi'$
- $\zeta_\gamma = 1 - 0,4(B'/L')$

#### Fattori di inclinazione del carico

I fattori di inclinazione del carico vanno tenuti in conto se oltre alla forza verticale  $Q_v$  agiscono sul piano di posa anche forze orizzontali ( $Q_B$  parallela a  $B$  o  $Q_L$  parallela a  $L$ ) e, pertanto, la risultante del carico. Essi si valutano applicando le seguenti relazioni:

- $\xi_c = \xi_q - (1 - \xi_q)/N_c \text{tg}\varphi'$
- $\xi_q = [1 - Q_h/(Q_v + c'B'L' \cotg\varphi')]^m$
- $\xi_\gamma = [1 - Q_h/(Q_v + c'B'L' \cotg\varphi')]^{m+1}$

con:

$$\begin{aligned} Q_h &= (Q_B^2 + Q_L^2)^{0,5} \\ m_L &= (2 + L'/B')/(1 + L'/B') \\ m_B &= (2 + B'/L')/(1 + B'/L') \\ \theta &= \text{arctg}(Q_B/Q_L) \end{aligned}$$

$$m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

#### Fattori di inclinazione del piano di campagna

I fattori di inclinazione del piano campagna si applicano per inclinazioni  $\eta < 45^\circ$  e si valutano mediante le seguenti relazioni, valide per  $\eta < \varphi'$ :

- $\beta_c = 1 - \eta/147$  ( $\eta$  in gradi)
- $\beta_q = (1 - \operatorname{tg}\eta)^2$
- $\beta_\gamma = (1 - \operatorname{tg}\eta)^2$

#### Fattori di inclinazione del piano di posa

I fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione si applicano per inclinazioni  $\varepsilon < 45^\circ$  e si valutano mediante le seguenti relazioni:

- $\alpha_c = 1 - \varepsilon/147$  ( $\varepsilon$  in gradi)
- $\alpha_q = (1 - \varepsilon \operatorname{tg}\varphi')^2$  ( $\varepsilon$  in radianti)
- $\alpha_\gamma = (1 - \varepsilon \operatorname{tg}\varphi')^2$  ( $\varepsilon$  in radianti)

#### Fattori di profondità

I fattori di profondità tengono conto della resistenza a taglio del terreno sopra il piano di posa della fondazione; in generale se il terreno laterale è rimaneggiato, le caratteristiche meccaniche sono scadenti e non si considerano i fattori di profondità. Negli altri casi tali fattori si calcolano applicando le seguenti relazioni:

- $d_c = d_q - (1 - d_q)/(N_c \operatorname{tg}\varphi')$
- $d_q = 1 + 2 \operatorname{tg}\varphi' (1 - \operatorname{sen}\varphi')^2 k$
- $d_\gamma = 1$

con  $k$  pari a

- $D_f/B'$  se  $D_f/B' \leq 1$
- $\arctg(D_f/B')$  se  $D_f/B' > 1$

nella quale  $D_f$  è la profondità del piano di posa.

**METODO DI CALCOLO DEL CARICO LIMITE IN PRESENZA DI SISMA**

Il calcolo del carico limite in presenza di sisma è stato effettuato, come detto, impiegando la formula di PAOLUCCI & PECKER (1997) che, oltre ai coefficienti correttivi presenti nella formula trinomia vista sopra, considera ulteriori coefficienti correttivi che permettono di tenere in conto l'effetto cinematico legato al sisma. Essa si esplicita come appresso riportato:

$$q'_{lim} = A_c \cdot c' \cdot N_c \cdot z_c + A_q \cdot q' \cdot N_q \cdot z_q + A_\gamma \cdot \gamma_2^* \cdot \left(\frac{B'}{2}\right) \cdot N_\gamma \cdot z_\gamma$$

con il seguente significato dei simboli:

- i fattori  $A_c$ ,  $A_q$  e  $A_\gamma$  coincidono con i "fattori correttivi globali" già riportati per la formulazione di VESIC;
- i coefficienti correttivi  $z_c$ ,  $z_q$  e  $z_\gamma$  risultano uguali a:

- $z_c = 1 - 0,32k_h$
- $z_q = (1 - k_h/\text{tg}(\varphi'))^{0,35}$
- $z_\gamma = z_q$

con:

$k_h$  coefficiente sismico orizzontale;

$\varphi'$  angolo di attrito del terreno di fondazione.

La formula di PAOLUCCI & PECKER è applicabile nel caso in cui risulti  $k_h < \text{tg}(\varphi')$ .

**METODO DI CALCOLO DELLE PRESSIONI MASSIME TRASMESSE AL TERRENO**

Le pressioni trasmesse dal cassone al terreno di fondazione, nell'ipotesi di fondazione rigida, si calcolano mediante le seguenti relazioni:

**Sezione interamente reagente ( $e \leq B/6$ )**

- $\sigma_{t \min} = \frac{N}{B \cdot L} \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right)$  pressione minima trasmessa al terreno di fondazione
- $\sigma_{t \max} = \frac{N}{B \cdot L} \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right)$  pressione massima trasmessa al terreno di fondazione

**Sezione parzializzata ( $e > B/6$ )**

- $\sigma_{t \min} = 0$  pressione minima trasmessa al terreno di fondazione
- $\sigma_{t \max} = \frac{N}{3 \cdot u \cdot L}$  pressione massima trasmessa al terreno di fondazione

nelle quali:

$$u = \frac{\sum M_{stab} - \sum M_{rib}}{N} \quad \text{distanza di } N \text{ dallo spigolo della fondazione}$$

$$e = \frac{B}{2} - u \quad \text{distanza di } N \text{ dallo spigolo della fondazione}$$

$$M = N \cdot e \quad \text{momento}$$

### 3.3 Calcolo azioni in esercizio

In fase di esercizio sul cassone agiscono azioni permanenti, azioni variabili e azioni sismiche:

#### AZIONI PERMANENTI:

- peso del cassone;
- spinta di galleggiamento;
- spinta idrostatica;
- spinta attiva dei massi su parete lato mare in assenza di sisma;
- peso dei massi della scogliera sul dente di fondazione del cassone (lato mare).

#### AZIONI VARIABILI:

- azioni derivanti dal moto ondoso in fase di cresta;
- azioni dovute alle bitte di ormeggio;
- sovraccarico variabile sul massiccio.

#### AZIONI SISMICHE:

- spinta attiva dei massi su parete lato mare in presenza di sisma;
- forze d'inerzia cassone e sovrastruttura;
- forze d'inerzia dei massi della scogliera sul dente di fondazione del cassone (lato mare);
- spinta idrodinamica dell'acqua.

Nei calcoli che seguono sono stati assunti i seguenti valori del peso di volume:

- |  |   |
|--|---|
| • acqua marina   | $\gamma_w = 10,10 \text{ kN/m}^3$             |
| • calcestruzzo armato                                  | $\gamma_{ca} = 25,00 \text{ kN/ m}^3$         |
| • calcestruzzo non armato                              | $\gamma_{cls} = 24,00 \text{ kN/ m}^3$        |
| • zavorre  | $\gamma_{zav} = 10,10 \text{ kN/ m}^3$        |
| • materiale di riempimento celle (calcestr. ciclopico) | $\gamma_{cel} = 24,80 \text{ kN/ m}^3$        |
| • massi da scogliera                                   | $\gamma_{massi} = 26,00 \text{ kN/ m}^3$      |
| • massi da scogliera (valore saturo)                   | $\gamma_{massi(sat)} = 21,23 \text{ kN/ m}^3$ |

Lo schema di calcolo per le verifiche in esercizio è rappresentato nella figura seguente:

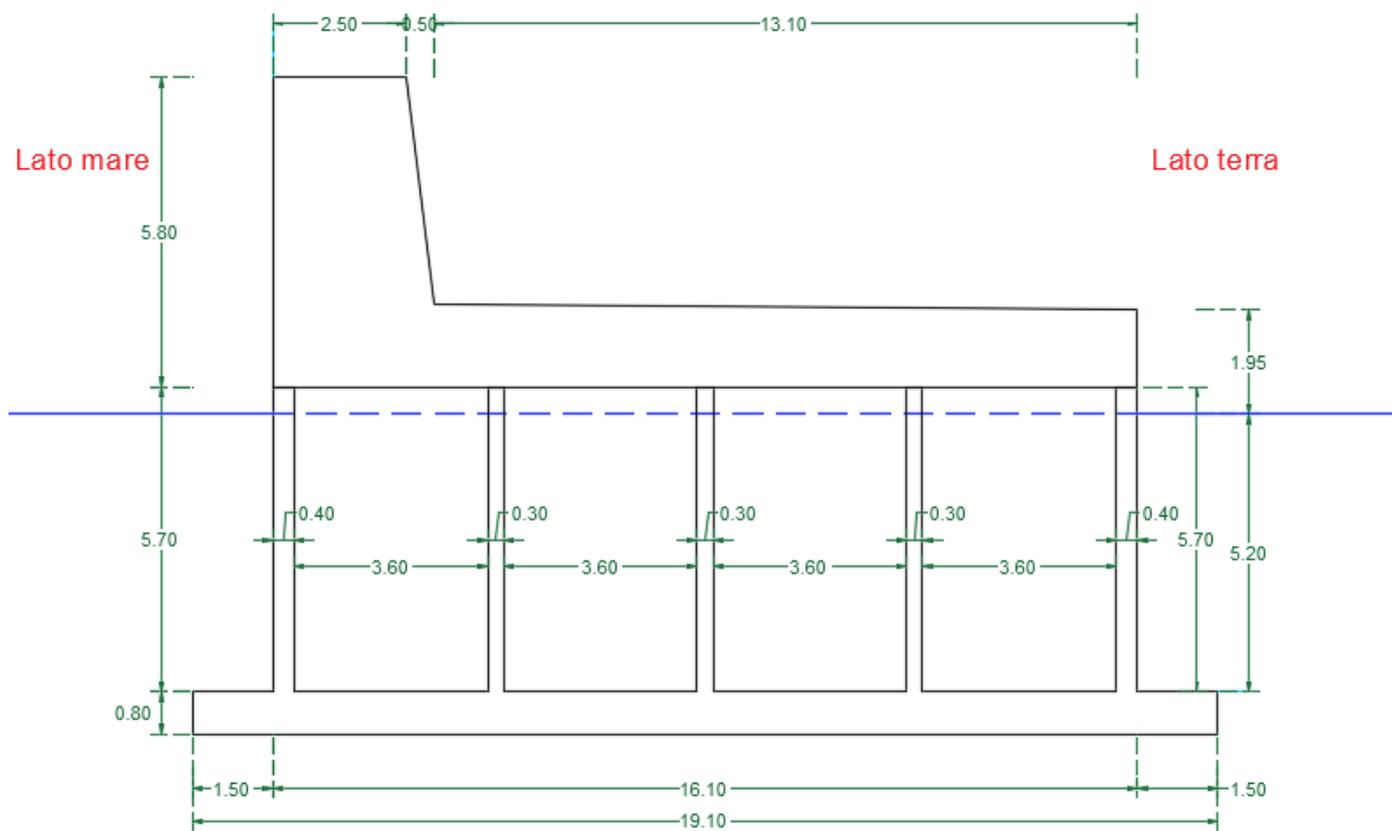


Figura 3-10 Schema di calcolo cassone

### 3.3.1 Azioni permanenti

#### 3.3.1.1 Peso del cassone

Peso e baricentro del cassone in esercizio														
	$Z_{min}$	$Z_{max}$	$A_i$	$H_i$	$V_i$	$\gamma$	$P_i$	$X_{Gi}$	$Y_{Gi}$	$Z_{Gi}$	$P_i X_{Gi}$	$P_i Y_{Gi}$	$P_i Z_{Gi}$	
	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
fusto	0,80	6,50	83,47	5,70	475,78	25,00	11.894,48	12,70	9,55	3,65	151.059,83	113.592,24	43.414,83	
muro paraonde	8,07	12,30	63,23	4,23	267,46	25,00	6.686,57	12,70	2,75	10,19	84.919,47	18.388,07	68.102,74	
sovrastuttura	6,50	7,95	406,18	1,45	588,96	25,00	14.724,03	12,70	9,55	7,23	186.995,12	140.614,44	106.381,08	
platea	0,00	0,80	482,38	0,80	385,90	25,00	9.647,60	12,70	9,55	0,40	122.524,52	92.134,58	3.859,04	
riempimento celle l. porto 1° fila	0,80	6,50	80,68	5,70	459,88	24,80	11.404,92	12,70	15,40	3,65	144.842,54	175.635,84	41.627,98	
riempimento celle l. porto 2° fila	0,80	6,50	80,68	5,70	459,88	24,80	11.404,92	12,70	11,50	3,65	144.842,54	131.156,64	41.627,98	
riempimento celle l. porto 3° fila	0,80	6,50	80,68	5,70	459,88	24,80	11.404,92	12,70	7,60	3,65	144.842,54	86.677,43	41.627,98	
riempimento celle l. porto 4° fila	0,80	6,50	80,68	5,70	459,88	24,80	11.404,92	12,70	3,70	3,65	144.842,54	42.198,22	41.627,98	
<b>Peso (P) e Baricentro (G) cassone in fase di esercizio</b>							$\Sigma V_i$	$\Sigma P_i$	$X_G$	$Y_G$	$Z_G$	$\Sigma P_i X_{Gi}$	$\Sigma P_i Y_{Gi}$	$\Sigma P_i Z_{Gi}$
							[m <sup>3</sup> ]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
							3.097,73	88.572,37	12,70	9,04	4,38	1.124.869,12	800.397,46	388.269,60

### 3.3.1.2 Spinta di galleggiamento

Spinta di galleggiamento e centro di carena in fase di esercizio														
Piano di posa del cassone	6,00	m												
H <sub>fusto</sub>	5,80	m												
H <sub>platea</sub>	0,80	m												
H <sub>cassone emerso</sub>	0,60	m												
H <sub>fusto immerso</sub> = H <sub>carena</sub>	5,20	m												
H <sub>fusto emerso</sub>	0,60	m												
	Z <sub>min</sub>	Z <sub>max</sub>	A <sub>i</sub>	H <sub>i</sub>	V <sub>i</sub>	γ	S <sub>Ai</sub>	X <sub>ci</sub>	Y <sub>ci</sub>	Z <sub>ci</sub>	S <sub>i</sub> X <sub>ci</sub>	S <sub>i</sub> Y <sub>ci</sub>	S <sub>i</sub> Z <sub>ci</sub>	
	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
soletta (fusto pieno)	0,80	6,00	406,18	5,20	2.112,14	10,10	21.332,57	12,70	9,55	3,40	270.923,68	203.726,08	72.530,75	
platea	0,00	0,80	482,38	0,80	385,90	10,10	3.897,63	12,70	9,55	0,40	49.499,91	37.222,37	1.559,05	
Spinta di galleggiamento (S <sub>A</sub> ) e Centro di carena/spinta (C) in esercizio							ΣV <sub>i</sub>	ΣS <sub>Ai</sub>	X <sub>c</sub>	Y <sub>c</sub>	Z <sub>c</sub>	ΣS <sub>i</sub> X <sub>ci</sub>	ΣS <sub>i</sub> Y <sub>ci</sub>	ΣS <sub>i</sub> Z <sub>ci</sub>
							[m <sup>3</sup> ]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
							2.498,04	25.230,20	12,70	9,55	2,94	320.423,59	240.948,45	74.089,80

Peso alleggerito del cassone e della sovrastruttura	=	P-S <sub>A</sub>	63.342,17	kN
---	---	------------------	-----------	----

Punto di applicazione del peso alleggerito	X	=	12,70	m
	Y	=	8,83	m
	Z	=	4,96	m

### 3.3.1.3 Spinta idrostatica

La spinta idrostatica si valuta applicando la formula:

$$U_{idr} = \pm \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

con

- $\gamma_w$  peso specifico dell'acqua di mare (10,10 kN/m<sup>3</sup>);
- H altezza della parete sulla quale agisce la spinta idrostatica (6,00 m).

In particolare, la spinta idrostatica risultante agente sulle pareti del cassone di lunghezza L pari a 25,40 m risulta:

$$U_{idr} = \pm \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2 \cdot L = 4.617,72 \text{ kN}$$

Essa, essendo applicata ad H/3, presenta un braccio pari a 2,00 m.

### 3.3.1.4 Spinta attiva dei massi su parete lato mare in assenza di sisma

La spinta attiva dei massi S<sub>a</sub>' è data dalla somma del contributo sopra falda e di quello sotto falda, dati rispettivamente da:

$$S'_a(\text{sopra-falda}) = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot d_w^2$$

$$S'_a(\text{sotto-falda}) = \frac{1}{2} \cdot (2\gamma \cdot d_w + \gamma' \cdot h_w) \cdot K_a \cdot h_w$$

$$S'_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot d_w^2 + \frac{1}{2} \cdot (2\gamma \cdot d_w + \gamma' \cdot h_w) \cdot K_a \cdot h_w$$

in cui:

- $\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua;
- $\gamma$  è il peso di volume del terreno spingente (nel caso specifico costituito dai massi);
- $\gamma'$  è il peso di volume sommerso del terreno spingente;
- $d_w$  è l'altezza del terrapieno sopra falda, pari a 6,30 m;
- $h_w$  è l'altezza del terrapieno sotto falda, pari a 6,00 m;
- $H = d_w + h_w$  è l'altezza totale della parete su cui agisce la spinta (pari a 12,30 m);
- $K_a$  è il coefficiente di spinta attiva.

Il coefficiente di spinta attiva  $K_a$  si calcola con la seguente relazione (**Muller & Breslau, 1906**):

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \psi)}{\cos^2 \psi \cdot \cos(\psi + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\cos(\psi + \delta) \cdot \cos(\psi - \varepsilon)}} \right]^2}$$

con:

- $\psi$ , angolo di inclinazione del paramento rispetto alla verticale;
- $\phi'_k$ , angolo di attrito di calcolo, pari a 40°;
- $\phi'_d$ , angolo di attrito di progetto, dato dalla relazione  $\phi'_d = \arctan[\tan(\phi'_k) / \gamma_{\phi'}]$
- $\delta$ , angolo di attrito terra-parete, pari a 2/3 dell'angolo di attrito di progetto;
- $\varepsilon$ , angolo di inclinazione del terrapieno.

La spinta attiva sopra e sotto falda è inclinata rispetto al piano orizzontale di un angolo  $(\psi + \delta)$  le cui componenti valgono:

$$S'_a(o) = S'_a \cdot \cos(\psi + \delta)$$

$$S'_a(v) = S'_a \cdot \sin(\psi + \delta)$$

I bracci della componente orizzontale della spinta, avendo indicato con B la larghezza della fondazione del cassone pari a 19,10 m e con  $Z_{pp}$  la quota del piano di posa dello stesso pari a 6,00 m, sono dati dalle seguenti relazioni:

- sopra falda:  $b_{S'_a(o)} = Z_{pp} + \frac{d_w}{3}$
- sotto falda:  $b_{S'_a(o)} = \frac{h_w}{3} \cdot \frac{3\gamma \cdot d_w + \gamma' \cdot h_w}{2\gamma \cdot d_w + \gamma' \cdot h_w}$

Considerando pertanto il cassone di progetto, di lunghezza L pari a 25,40 m, si ottengono i seguenti risultati:

PARAMETRO		COMBINAZIONE CON COEFF. PARZIALE M1	COMBINAZIONE CON COEFF. PARZIALE M2
$\gamma_{\phi'}$		1	1,25
$\phi'_d$		0,698 radianti	0,591 radianti
$\delta$		0,465 radianti	0,394 radianti
$K_a$		0,200	0,256
Sopra falda	$S'_a$	2.417,67 kN	3.091,39 kN
	$S'_{a(o)}$	2.160,51 kN	2.854,38 kN
	$S'_{a(v)}$	1.085,05 kN	1.187,10 kN
	$b_{S'_{a(o)}}$	8,10 m	
Sotto falda	$S'_a$	5.090,53 kN	6.509,10 kN
	$S'_{a(o)}$	4.549,06 kN	6.010,06 kN
	$S'_{a(v)}$	2.284,63 kN	2.499,50 kN
	$b_{S'_{a(o)}}$	2,80 m	
Sopra/sotto falda	$b_{S'_{a(v)mare}}$	0,00	
	$b_{S'_{a(v)terra}}$	19,10 m	

La risultante della Spinta attiva dei massi sulla parete lato mare sarà dunque pari a quanto riportato nella tabella seguente:

	COMBINAZIONE CON COEFF. PARZIALE M1	COMBINAZIONE CON COEFF. PARZIALE M2
$S'_a$	7.508,20 kN	9.600,49 kN
$S'_{a(o)}$	6.709,57 kN	8.864,45 kN
$S'_{a(v)}$	3.369,67 kN	3.686,60 kN
$b_{S'_{a(o)}}$	4,03 m	4,16 m
$b_{S'_{a(v)mare}}$	0,00 m	
$b_{S'_{a(v)terra}}$	19,10 m	

### 3.3.1.5 Peso dei massi della scogliera sul dente di fondazione del cassone (lato mare)

Il peso risultante dei massi costituenti la scogliera posta sul dente di fondazione del cassone lato porto, indicando con  $b$  la larghezza del dente di fondazione del cassone (pari a 1,50 m) e con  $L$  la larghezza dello stesso (pari a 25,40 m), risulta pari a:

$$P_{massi} = \Sigma P_i \cdot b \cdot L = 7.965,80 \text{ kN}$$

I bracci della forza, indicando con  $b$  la larghezza del dente e con  $B$  la larghezza del cassone, risultano:

- braccio rispetto al polo lato mare:  $b_{P_{massi-mare}} = b/2 = 0,75 \text{ m}$
- braccio rispetto al polo lato terra:  $b_{P_{massi-terra}} = B - \frac{b}{2} = 18,35 \text{ m}$

### 3.3.2 Azioni variabili

#### 3.3.2.1 Moto ondoso in fase di cresta

Secondo le indicazioni riportate nelle Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime, per ogni opera marittima si deve valutare la durata di vita presunta, in relazione al progetto in cui è inserita, tenuto conto delle sue caratteristiche funzionali. Si deve valutare, inoltre, il livello di rischio o probabilità di superamento dell'onda di progetto, tenuto conto dei danni che tali onde possono arrecare all'opera e della possibilità di ripristinare la normale funzionalità con operazioni di manutenzione. Il livello di rischio potrà derivare da una valutazione costi - benefici.

I valori consigliati per la durata minima di vita sono riportati nella tabella che segue:

**Tabella 3.4 Durata minima di vita per opere o strutture di carattere definitivo (Tv) - Rif. Tab. 1 Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime**

Tipo dell'opera	Livello di sicurezza richiesto		
	1	2	3
	Vita di progetto (anni)		
Infrastrutture di uso generale	25	50	100
Infrastrutture ad uso specifico	15	25	50

Per infrastrutture di uso generale si intendono opere di difesa di complessi civili, commerciali o industriali, che non siano destinati ad uno specifico scopo e per i quali non è chiaramente identificabile il termine della vita funzionale dell'opera.

Per infrastrutture ad uso specifico si intendono le opere di difesa di singole installazioni industriali, di porti industriali, di depositi o piattaforme di carico e scarico, di piattaforme petrolifere, ecc.

Il *livello di sicurezza 1* si riferisce ad opere o installazioni di interesse locale e ausiliario, comportanti un rischio minimo di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso della stessa (difese costiere, opere in porti minori o marina, scarichi a mare, strade litoranee, ecc.).

Il *livello di sicurezza 2* si riferisce ad opere e installazioni di interesse generale, comportanti un moderato rischio di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso dell'opera (opere di grandi porti, scarichi a mare di grandi città, ecc.).

Il *livello di sicurezza 3* si riferisce ad opere o installazioni per la protezione dall'inondazione, opere di interesse sopranazionale, comportanti un elevato rischio di perdita di vite umane o di danno ambientale in caso di collasso della stessa (difese di centri urbani o industriali, ecc.).

Si assumeranno le probabilità corrispondenti al danneggiamento incipiente o alla distruzione totale in relazione alle deformazioni-modificazioni subite dall'opera in caso di danneggiamento e alla difficoltà di riparare il danno subito.

Per strutture rigide (dighe a parete verticale), per le quali è estremamente difficile riparare il danno, si assume la probabilità di distruzione totale.

Per strutture flessibili o comunque per opere riparabili, si assume la probabilità corrispondente al danneggiamento incipiente inteso come il livello di danneggiamento predefinito in relazione al tipo di struttura, al di sopra del quale il danno è apprezzabile e risulta necessario intervenire con lavori di

manutenzione.

Per queste opere si deve comunque verificare anche lo scenario di rovina totale, cioè del superamento di un livello di danneggiamento predefinito in relazione al tipo di struttura, al di sopra del quale l'opera cessa di svolgere un'apprezzabile funzione protettiva.

**Tabella 33.5 Massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera (Pf)  
- Rif. Tab. 2 Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime**

<i>Danneggiamento incipiente</i>		
Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
	Limitato	Elevato
Bassa	0.50	0.30
Media	0.30	0.20
Alta	0.25	0.15

<i>Distruzione totale</i>		
Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
	Limitato	Elevato
Bassa	0.20	0.15
Media	0.15	0.10
Alta	0.10	0.05

Per rischio limitato per la vita umana si intendono i casi in cui, a seguito del danneggiamento, non è logico prevedere alcuna perdita di vite umane. Quando queste perdite sono preventivabili, il rischio è elevato.

Per ripercussione economica bassa, media e alta si intendono casi in cui il rapporto fra i costi diretti del danneggiamento, sommati a quelli indiretti dovuti alla perdita di funzionalità delle opere protette e il costo totale per la realizzazione dell'opera è minore di 5, è compreso fra 5 e 20 o è maggiore di 20.

La combinazione del tempo di vita dell'opera  $T_v$  e della probabilità di danneggiamento  $P_t$  determina il tempo di ritorno dell'evento di progetto  $T_{rp}$ :

$$T_{rp} = T_v / [-\ln(1-P_f)]$$

In relazione a questo tempo di ritorno, dalla statistica degli eventi estremi, si desumerà l'altezza d'onda di progetto, e dalla statistica altezza-periodo, il periodo di questa.

L'onda così valutata ha approssimativamente la probabilità  $P_t$  (detta anche probabilità di incontro) di essere superata nell'arco di vita dell'opera. In relazione a questa intensità della sollecitazione ondosa, si sceglierà il valore caratteristico (ai sensi degli Eurocodici) della altezza d'onda come specificato nel seguito caso per caso; valore in relazione al quale dovranno essere assunti nei calcoli ulteriori margini di sicurezza, che assicurino una probabilità di danneggiamento dell'opera effettivamente prossima a  $P_t$ .

Nel caso in esame, sono state fatte le seguenti assunzioni:

- Durata minima della vita di progetto  $T_v$ : 25 anni (*livello di sicurezza 1 per infrastruttura di uso generale*);
- Massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita dell'opera  $P_f$ : 0,20 (*distruzione totale, con ripercussione economica bassa e rischio per la vita umana limitato*).

Pertanto, applicando la formula sopra riportata si può determinare il tempo di ritorno dell'evento di progetto:

$$T_{rp} = T_v / [-\ln(1-P_f)] = 112 \text{ anni}$$

L'onda di progetto, oltre che per la vita di progetto (25 anni) e il tempo di ritorno (112 anni) determinati in accordo alle Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime, è stata valutata anche in riferimento alle indicazioni del D.M. 17/01/2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» considerando una vita nominale dell'opera pari a 50 anni.

Pertanto, in definitiva, le verifiche dei cassoni sono state svolte assumendo valori di altezza d'onda di progetto riferiti a due diversi valori del tempo di ritorno  $T_r$ :

- $T_r = 50$  anni nelle combinazioni delle azioni effettuate secondo le indicazioni del D.M. 17/01/2018;
- $T_r = 112$  anni nelle combinazioni delle azioni effettuate secondo le indicazioni riportate nelle Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime.

Nelle figure che seguono si riportano i parametri relativi al moto ondoso per i due valori del tempo di ritorno considerati:

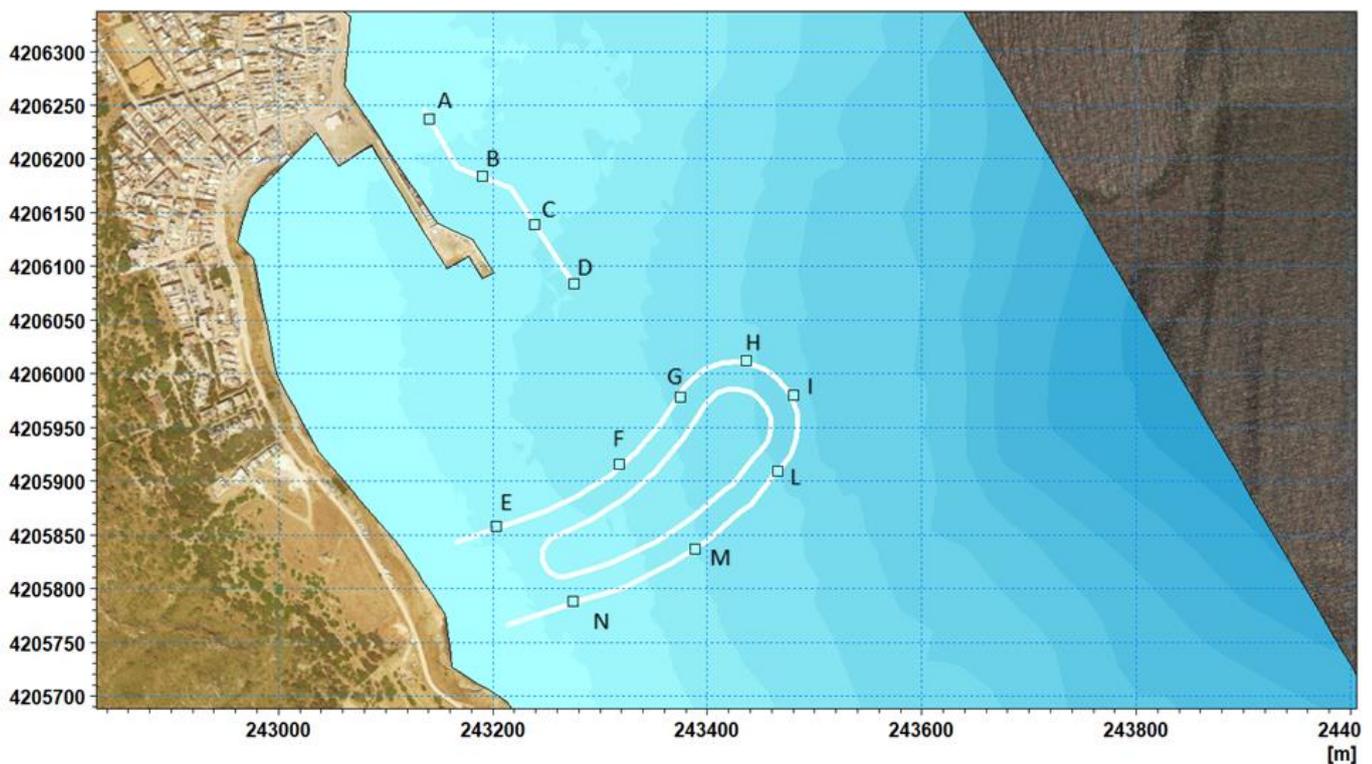


Figura 3-11 Punti di estrazione delle caratteristiche del moto ondoso

	x	y	z	Hs[m]	
				TR50anni	TR112anni
A	243141	4206237	2.9	2.73	2.77
B	243190	4206184	5.7	3.85	3.94
C	243239	4206139	7.1	4.75	4.90
D	243273	4206085	8.4	5.02	5.26

**Figura 3-12 Altezze d'onda riscontrate nei punti di estrazione per i diversi tempi di ritorno considerati**

Le forze agenti sulle dighe a parete verticale (infrastruttura più sovrastruttura) possono suddividersi in:

- forze di massa (peso proprio dell'opera);
- forze al contorno (forza dell'onda, spinta di galleggiamento in condizioni di quiete, variazione della spinta di galleggiamento dovuta all'onda, ecc.).

Le azioni idrodinamiche sui cassoni si determinano con la formulazione di **TAKAHASHI, TANIMOTO, AND SHIMOSAKO 1990** (cfr. *Table VI-5-58 del CEM*).

Tale metodologia di calcolo è basata sulla formulazione di GODA, le cui spinte in fase di cresta vengono modificate attraverso l'applicazione di alcuni coefficienti correttivi, così come riportato a seguire:

$$\begin{aligned}
 p_1 &= 0.5(1 + \cos\beta)(\lambda_1\alpha_1 + \lambda_2\alpha_*\cos^2\beta) \rho_w g H_{design} \\
 p_2 &= \begin{cases} \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*}\right) p_1 & \text{for } \eta^* > h_c \\ 0 & \text{for } \eta^* \leq h_c \end{cases} \\
 p_3 &= \alpha_3 p_1 \\
 p_u &= 0.5(1 + \cos\beta)\lambda_3\alpha_1\alpha_3\rho_w g H_{design}
 \end{aligned}$$

dove:

- $\beta$  è l'angolo di inclinazione del fronte d'onda rispetto alla parete decurtato di un franco di sicurezza di 15°;
- $\rho_w g = \gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua di mare, pari a 10,10 kN/m<sup>3</sup>;
- $h_c$  è l'altezza del coronamento del cassone;
- $\eta^*$  è la quota del punto in cui la pressione esercitata dall'onda è nulla, dato dalla formula:  $\eta^* = 0,75 (1 + \cos \beta) \lambda_1 H_{design}$ ;
- $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  e  $\alpha_3$  sono coefficienti adimensionali dati dalle seguenti espressioni:
  - $\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left(\frac{2kh}{\sinh 2kh}\right)^2$
  - $\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b-d}{3h_b} \left(\frac{H}{d}\right)^2, \frac{2d}{H} \right\}$
  - $\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left(1 - \frac{1}{\cosh kh}\right)$ ;
- $K = 2\pi/L$ , con L lunghezza d'onda relativa al periodo medio (T) e alla profondità del fondale antistante l'opera (h), pari nel caso di acque intermedie a:  $L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$ ;

- $d$  è la profondità della parete libera del cassone;
- $\lambda_1, \lambda_2$  e  $\lambda_3$  sono coefficienti correttivi pari a:
 

-	{	$1.0$ $1.2 - 0.67 * \left(\frac{H_{design}}{h_s}\right)$ $0.8$	$H_{design}/h_s < 0.3$ $0.3 < H_{design}/h_s < 0.6$ $H_{design}/h_s > 0.6$
---	---	--	--
- $\lambda_2 = 0$
- $H_{design}$  è l'altezza d'onda di progetto determinata facendo riferimento a quanto riportato dalle "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime":

$$H_d = \min\{H_{max}; H_f\}$$

$$H_{max} = 1,8 \cdot H_{1/3} = 1,8 \cdot H_s \qquad H_f = \frac{0,18 \cdot g \cdot T^2}{2\pi} \cdot \left\{ 1 - e^{\left[ -3 \cdot \frac{\pi^2 \cdot h_p}{g \cdot T^2} \cdot (1 + 15 \cdot \tan^4 \theta) \right]} \right\}$$

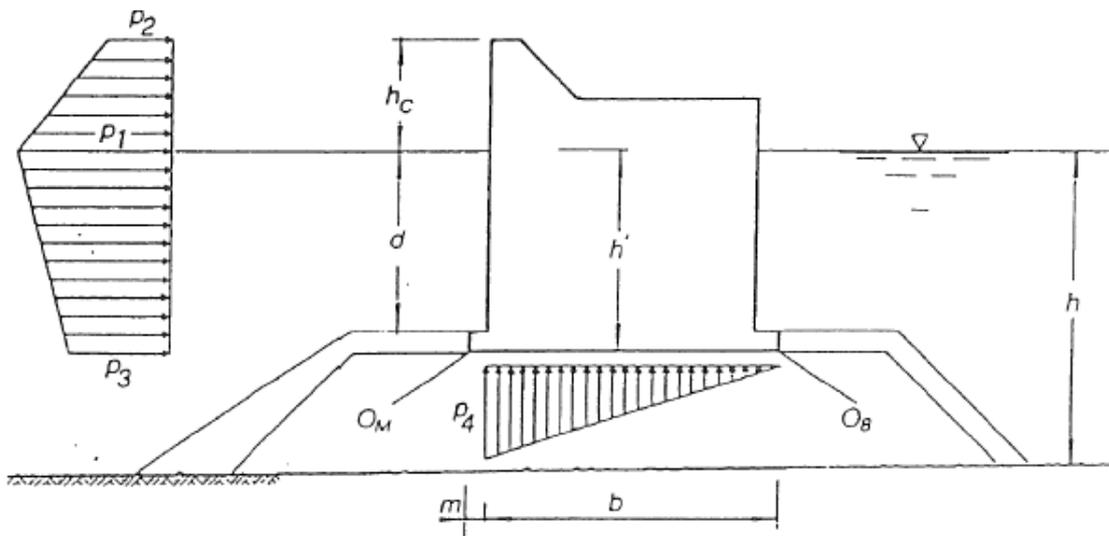
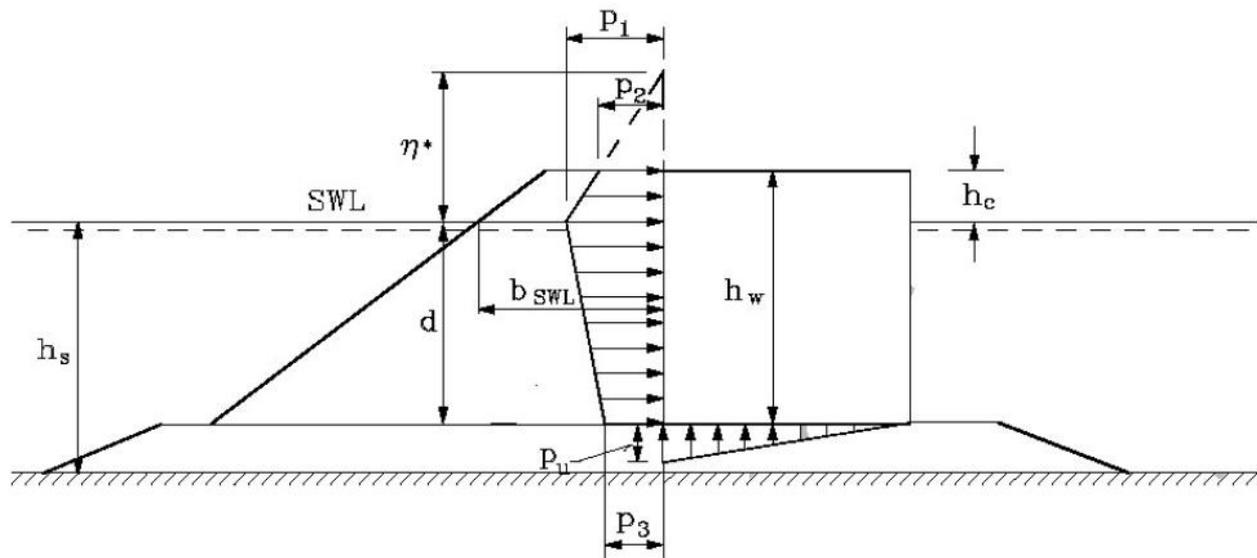


Figura 3-13 Schema proposto da Goda per il calcolo delle spinte in fase di cresta



**Figura 3-14 Schema proposto da TAKAHASHI, TANIMOTO, AND SHIMOSAKO per il calcolo delle spinte in fase di cresta in caso di cassoni cellulari protetti da opere a gettata**

SPINTA IDRODINAMICA DELL'ACQUA IN FASE DI CRESTA

Profondità del fondale (compreso il sovrizzo)	$h$	9,82 m
Pendenza del fondale	$\theta$	2°
Profondità al piede del cassone	$d$	6,07 m
Profondità del piano di posa	$h'$	6,87 m
Quota di coronamento comprensiva del sovrizzo (l.m.m.)	$h_c$	5,43 m
Larghezza trasversale del cassone	$B$	19,10 m
Lunghezza del cassone	$L$	25,40 m
Altezza del solettone	$sp_s$	0,80 m
Larghezza mensolotto lato mare	$m$	1,50 m
Larghezza mensolotto lato terra	$m'$	1,50 m
Altezza d'onda significativa (50 anni)	$H_s (Tr=50)$	5,02 m
Altezza d'onda significativa (112 anni)	$H_s (Tr=112)$	5,26 m
Periodo di picco (50 anni)	$T_p (Tr=50)$	11,60 s
Periodo di picco (112 anni)	$T_p (Tr=112)$	11,70 s
Periodo significativo (50 anni)	$T_s (Tr=50)$	10,79 s
Periodo significativo (112 anni)	$T_s (Tr=112)$	10,88 s
Profondità ad una distanza pari a 5Hs (50 anni)	$h_b (Tr=50)$	10,70 m
Profondità ad una distanza pari a 5Hs (112 anni)	$h_b (Tr=112)$	10,74 m

		<b>T<sub>r</sub> = 50 anni</b>	<b>T<sub>r</sub> = 112 anni</b>
ALTEZZA D'ONDA MASSIMA	H <sub>max</sub>	9,04 m	9,47 m
ALTEZZA D'ONDA AL FRANGIMENTO	H <sub>f</sub>	9,07 m	9,13 m
ALTEZZA D'ONDA DI PROGETTO	H <sub>d</sub>	9,04 m	9,13 m
COEFFICIENTI DIPENDENTI DAL TIPO DI STRUTTURA	λ <sub>1</sub> = λ <sub>3</sub>	0,8	
	λ <sub>2</sub>	0	
QUOTA DEL PUNTO A PRESSIONE NULLA	η*	10,84 m	10,95 m
COEFFICIENTI	α <sub>1</sub>	0,908	0,910
	α <sub>2</sub>	0,319	0,328
	α <sub>3</sub>	0,885	0,887
PRESSIONI IN FASE DI CRESTA	p <sub>1</sub>	66,27 kN/m <sup>2</sup>	67,14 kN/m <sup>2</sup>
	p <sub>2</sub>	33,08 kN/m <sup>2</sup>	33,85 kN/m <sup>2</sup>
	p <sub>3</sub>	58,64 kN/m <sup>2</sup>	59,53 kN/m <sup>2</sup>
	p <sub>4</sub>	58,64 kN/m <sup>2</sup>	59,53 kN/m <sup>2</sup>
RISULTANTI FORZE AGENTI	F <sub>cresta(o)</sub>	17.749,90 kN	18.015,52 kN
	F <sub>cresta(v)</sub>	14.223,82 kN	14.440,24 kN
BRACCIO DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE	b <sub>Fcresta(o)</sub>	5,74 m	5,74 m
BRACCI DELLA COMPONENTE VERTICALE	b <sub>Fcresta(v)</sub> - mare	6,37 m	6,37 m
	b <sub>Fcresta(o)</sub> - terra	12,73 m	12,73 m

### 3.3.2.2 Azioni dovute alle bitte di ormeggio

Si prevede che sul cassone agisca il tiro dovuto alla presenza della bitta avente le seguenti caratteristiche:

- tiro 100 t
- peso 600 kg
- interasse 25,50 m (una bitta per cassone)
- h<sub>bitta</sub> 0,69 cm

Ai fini delle verifiche, il tiro alla bitta si scompone a 45° nelle due componenti orizzontale V<sub>b</sub> e verticale N<sub>b</sub>

che risultano pari a:

- $V_b = 693,39 \text{ kN}$
- $N_b = 693,39 \text{ kN}$

I bracci delle componenti orizzontali e verticali sono:

- braccio della componente orizzontale 8,64 m
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare 16,80 m
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato terra 2,30 m

### 3.3.2.3 Sovraccarico variabile sul massiccio

La banchina di progetto non sarà soggetta al passaggio di mezzi; tuttavia, a vantaggio di sicurezza, si è considerata l'azione di un sovraccarico variabile  $Q$  dovuto alla eventuale presenza di mezzi, posto pari a  $10,00 \text{ kN/m}^2$ .

Pertanto, posto che il massiccio ha una larghezza  $B$  pari a  $13,10 \text{ m}$  e una lunghezza  $L$  pari a  $25,40 \text{ m}$  e considerando la larghezza del cassone pari a  $19,10 \text{ m}$ , l'azione complessiva sul cassone  $Q$  è pari a  $3.327,40 \text{ kN}$ .

I bracci di tale sovraccarico risultano pari a:

$$b_{Q\text{massiccio-mare}} = 11,05 \text{ m}$$

$$b_{Q\text{massiccio-terra}} = 8,05 \text{ m}$$

### 3.3.3 Azione sismica

Assimilato il cassone in oggetto ad un muro di sostegno e utilizzando, quindi, le formulazioni di cui al punto 7.11.6.2.1 del D.M. 17/01/2018, l'azione sismica è stata valutata ricorrendo all'analisi pseudo-statica nella quale la stessa si considera come una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche (*Scorrimento, Ribaltamento, Carico limite*), i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove

- $\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- $a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $g$  = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$

dove

- $S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ );
- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

- $\beta_m = 0,38$  nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)
- $\beta_m = 0,47$  nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

Si riporta a seguire il calcolo dei parametri sismici relativi al sito oggetto di studio e utilizzati nelle successive verifiche di stabilità dei cassoni.

#### **LOCALIZZAZIONE SITO – ISOLA DI MARETTIMO**

Regione: Sicilia

Provincia: Trapani

Comune: Favignana

#### **COORDINATE GEOGRAFICHE**

Latitudine: 37,96736

Longitudine: 12,07504

#### **DATI DI INPUT PER IL PROGETTO**

Tipo di costruzione: 2  
 Vita nominale  $V_N$ : 50 anni  
 Classe d'uso: II  
 Coefficiente d'uso: 1,0  
 Periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R = V_N \times C_U$ : 50

Periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})}$ :

Stati limite		$P_{VR}[\%]$	$V_R$ [anni]	$T_R$ [anni]
Stati limite di esercizio SLE	SLO	81%	50	30
	SLD	63%	50	50
Stati limite ultimi SLU	SLV	10%	50	475
	SLC	5%	50	975

Parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ :

STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	30	0,186	0,019	2,610	0,273
SLD	50	0,235	0,024	2,670	0,296
SLV	475	0,491	0,050	2,880	0,340
SLC	975	0,589	0,060	2,980	0,372

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

$S_T$ : 1,00

Coefficienti sismici:

STATO LIMITE		$a_g$ [g]	$S_s$	$S_T$	$a_{max}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\beta_s$	$\beta_m$
SLE	SLO	0,019	1,20	1,00	0,224	0,20	0,47
	SLD	0,024	1,20	1,00	0,283	0,20	0,47
SLU	SLV	0,050	1,20	1,00	0,589	0,20	0,38
	SLC	0,060	1,20	1,00	0,706	0,20	0,38

STATO LIMITE		$k_h = \beta_s a_{max}/g$	$k_v = \pm 0,5 k_h$	$k_h = \beta_m a_{max}/g$	$k_v = \pm 0,5 k_h$
SLE	SLO	0,005	0,002	0,011	0,005
	SLD	0,006	0,003	0,014	0,007
		<b>STABILITÀ GLOBALE</b>		<b>CAPACITÀ PORTANTE, RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO</b>	
SLU	SLV	0,012	0,006	0,0228	0,0114
	SLC	0,014	0,007	0,0274	0,0137

I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  utilizzati per la determinazione delle azioni di cui a seguire sono quelli relativi allo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della vita.

### Stati limite

Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

**CU = 1**

Stato Limite	Tr [anni]	a <sub>g</sub> [g]	F <sub>o</sub>	Tc <sup>+</sup> [s]
Operatività (SLO)	30	0.019	2.610	0.273
Danno (SLD)	50	0.024	2.670	0.296
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.050	2.880	0.340
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.060	2.980	0.372
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

### Coefficienti sismici

Tipo: Muri di sostegno NTC 2008

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1      us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: B

Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,43	1,40	1,36	1,34
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00
Coefficienti				
kh	0.004	0.005	0.011	0.013
kv	0.002	0.003	0.005	0.007
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	0.219	0.277	0.588	0.710
Beta	0.180	0.180	0.180	0.180

### 3.3.3.1 Spinta attiva dei massi su parete lato mare in presenza di sisma

La spinta attiva dei massi della scogliera in fase sismica è data dalla seguente espressione:

$$S_{a-sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2$$

in cui:

- $\gamma$  è il peso di volume saturo del terreno spingente (nel caso specifico costituito dai massi), pari a 21,23 kN/m<sup>3</sup>;
- $\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua, pari a 10,10 kN/m<sup>3</sup>;
- $\gamma^* = \gamma' = \gamma - \gamma_w$  è il peso di volume alleggerito del terreno spingente (in presenza di acqua nel terrapieno), pari a 11,13 kN/m<sup>3</sup>;
- $k_h$  è il coefficiente sismico orizzontale;
- $k_v$  è il coefficiente sismico verticale;
- $K$  è il coefficiente di spinta attiva (statico + dinamico).

Nel caso in esame, la spinta va suddivisa in due aliquote:

- il contributo della spinta agente sopra falda:

$$S'_{a-sism} (sopra - falda) = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot d_w^2 \cdot K_{sopra-falda}$$

- il contributo della spinta agente sotto falda:

$$S'_{a-sism} (sotto - falda) = \frac{1}{2} \cdot (2\gamma d_w + \gamma' h_w) \cdot (1 \pm k_v) \cdot h_w \cdot K_{sotto-falda}$$

in cui:

- $d_w$  è l'altezza della parete su cui agisce la spinta sismica sopra falda, pari a 6,30 m;
- $h_w$  è l'altezza della parete su cui agisce la spinta sismica sotto falda, pari a 6,00 m;
- $H = d_w + h_w$  è l'altezza totale della parete su cui agisce la spinta sismica (pari a 12,30 m);

Il coefficiente di spinta attiva (statico + dinamico) K si calcola con la seguente relazione (**Okabe, 1926 - 1929**):

- per  $\varepsilon \leq \varphi' - \theta$ :

$$K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \varepsilon - \vartheta)}{\text{sen}(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

- per  $\varepsilon > \varphi' - \theta$ :

$$K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \vartheta - \delta)^2}$$

con:

- $\psi$ , angolo di inclinazione del paramento rispetto all'orizzontale, pari a 90°;
- $\varphi'_k$ , angolo di attrito di calcolo, pari a 40°;
- $\varphi'_d$ , angolo di attrito di progetto, dato dalla relazione  $\varphi'_d = \arctan[\tan(\varphi'_k)/\gamma_{\varphi'}]$
- $\delta$ , angolo di attrito terra-parete, pari a 2/3 dell'angolo di attrito di progetto;
- $\varepsilon$ , angolo di inclinazione del terrapieno;
- $\theta$ , angolo di inerzia sismico, calcolabile con le seguenti relazioni:
  - condizione sopra falda:  $\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$ ;
  - condizione sotto falda, per terreno saturo e ad elevata permeabilità:  $\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 \pm k_v}$ .

La spinta attiva sismica è inclinata rispetto al piano orizzontale di un angolo pari a  $(\psi - 90 + \delta)$  e le componenti orizzontale e verticale quindi valgono rispettivamente:

$$S'_{a-sism}(o) = S'_{a-sism} \cdot \cos(\psi - 90 + \delta)$$

$$S'_{a-sism}(v) = S'_{a-sism} \cdot \text{sen}(\psi + \delta)$$

La spinta attiva sismica può essere scritta come  $S'_{a-sism} = S'_a + \Delta S'_{a-sism}$ , in cui:

- $S'_a$  è la spinta attiva dello scheletro solido applicata a  $\gamma_{S'_a}$  dalla base della parete;
- $\Delta S'_{a-sism}$  è l'incremento di spinta attiva in fase sismica applicato a H/2 dalla base della parete.

Indicando con B la larghezza della fondazione del cassone, i bracci delle componenti della spinta sismica valgono:

- braccio della componente orizzontale  $b_{S'_{a-sism(o)}} = \frac{y_{S'_a} \cdot S'_a + \frac{H}{2} \Delta S'_{a-sism}}{S'_{a-sism}}$ ;
- braccio della componente verticale  $b_{S'_{a-sism(v)}} = B$

Il calcolo della spinta dipende sia dal verso del sisma verticale che dal tipo di combinazione, risultando complessivamente 8 casi, 4 relativi alla condizione sopra falda e 4 a quella sotto falda:

<b>SOPRA FALDA</b>	1.	Sisma verticale ↓	Forza d'inerzia ↑	Coefficienti parziali M1
	2.	Sisma verticale ↓	Forza d'inerzia ↑	Coefficienti parziali M2
	3.	Sisma verticale ↑	Forza d'inerzia ↓	Coefficienti parziali M1
	4.	Sisma verticale ↑	Forza d'inerzia ↓	Coefficienti parziali M2
<b>SOTTO FALDA</b>	5.	Sisma verticale ↓	Forza d'inerzia ↑	Coefficienti parziali M1
	6.	Sisma verticale ↓	Forza d'inerzia ↑	Coefficienti parziali M2
	7.	Sisma verticale ↑	Forza d'inerzia ↓	Coefficienti parziali M1
	8.	Sisma verticale ↑	Forza d'inerzia ↓	Coefficienti parziali M2

Nel caso in esame si ottengono i seguenti risultati:

PARAMETRO	COMBINAZIONE CON COEFF. PARZIALE M1	COMBINAZIONE CON COEFF. PARZIALE M2
$\gamma_{\varphi'}$	1	1,25
$\varphi'_d$	0,698 radianti	0,591 radianti
$\delta$	0,465 radianti	0,394 radianti

**SOPRA FALDA – SISMA VERTICALE ↓ FORZA D'INERZIA ↑ (CASI 1. E 2.)**

	COMBINAZIONE CON COEFF. PARZIALE M1	COMBINAZIONE CON COEFF. PARZIALE M2
K	0,2116	0,2689
$S'_{a-sism}$	2.530,91 kN	3.215,52 kN
$S'_{a-sism(o)}$	2.261,70 kN	2.968,99 kN
$S'_{a-sism(v)}$	1.135,87 kN	1.234,77 kN

**SOPRA FALDA – SISMA VERTICALE ↑ FORZA D'INERZIA ↓ (CASI 3. E 4.)**

	COMBINAZIONE CON COEFF. PARZIALE M1	COMBINAZIONE CON COEFF. PARZIALE M2
K	0,2113	0,2686
$S'_{a-sism}$	2.585,95 kN	3.285,91 kN
$S'_{a-sism(o)}$	2.310,89 kN	3.003,99 kN
$S'_{a-sism(v)}$	1.160,57 kN	1.261,80 kN

**SOTTO FALDA – SISMA VERTICALE ↓ FORZA D'INERZIA ↑ (CASI 5. E 6.)**

	COMBINAZIONE CON COEFF. PARZIALE M1	COMBINAZIONE CON COEFF. PARZIALE M2
K	0,2283	0,2878
$S'_{a-sism}$	5.815,94 kN	7.330,21 kN
$S'_{a-sism}(o)$	5.197,31 kN	6.550,51 kN
$S'_{a-sism}(v)$	2.610,19 kN	3.289,79 kN

**SOTTO FALDA – SISMA VERTICALE ↑ FORZA D'INERZIA ↓ (CASI 7. E 8.)**

	COMBINAZIONE CON COEFF. PARZIALE M1	COMBINAZIONE CON COEFF. PARZIALE M2
K	0,2276	0,2870
$S'_{a-sism}$	5.798,60 kN	7.310,58 kN
$S'_{a-sism}(o)$	5.181,82 kN	6.532,97 kN
$S'_{a-sism}(v)$	2.602,41 kN	3.280,98 kN

Le risultanti della spinta sismica dei massi sulla parete lato mare saranno dunque pari a quanto riportato nella tabella seguente:

SISMA VERTICALE ↓ FORZA D'INERZIA ↑		
	COMBINAZIONE CON COEFF. PARZIALE M1	COMBINAZIONE CON COEFF. PARZIALE M2
$S'_{a-sism}$	8.346,85 kN	10.545,73 kN
$S'_{a-sism}(o)$	7.459,01 kN	9.737,21 kN
$S'_{a-sism}(v)$	3.746,06 kN	4.049,58 kN
$b_{S'_{a-sism}(o)}$	4,24 m	4,34 m
$b_{S'_{a-sism}(v)}$	19,10 m	19,10 m
SISMA VERTICALE ↑ FORZA D'INERZIA ↓		
$S'_{a-sism}$	8.384,55 kN	10.596,49 kN
$S'_{a-sism}(o)$	7.492,71 kN	9.784,08 kN
$S'_{a-sism}(v)$	3.762,98 kN	4.069,07 kN
$b_{S'_{a-sism}(o)}$	4,25 m	4,35 m
$b_{S'_{a-sism}(v)}$	19,10 m	19,10 m

**3.3.3.2 Forze di inerzia cassone e sovrastruttura**

Considerato il peso complessivo di cassone e sovrastruttura (pari a 88.572,37 kN), la corrispondente forza d'inerzia è suddivisibile nelle seguenti componenti:

- $F_{in}(o) = k_h \cdot P = 2.019,45 \text{ kN}$
- $F_{in}(v) = \pm k_v \cdot P = \pm 1.009,73 \text{ kN}$

Tali forze sono applicate nel baricentro di coordinate:

- $X_G = 12,70$  m;
- $Y_G = 9,04$  m;
- $Z_G = 4,38$  m.

I bracci della forza pertanto risultano:

- braccio della componente orizzontale 4,38 m
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare 10,54 m
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato terra 8,56 m

### 3.3.3.3 Forze di inerzia dei massi della scogliera sul dente di fondazione del cassone (lato mare)

La forza d'inerzia verticale dipende dal peso di volume sommerso dei massi, mentre quella orizzontale dipende dal peso di volume del secco dei massi. Le due componenti sono date dalle seguenti formule:

- $F_{in-massi(o)} = k_h \cdot P_{d,massi} = 227,24$  kN
- $F_{in-massi(v)} = \pm k_v \cdot P_{massi} = 113,62$  kN

Definite  $B$  la larghezza della fondazione del cassone,  $b$  la larghezza del dente di fondazione,  $h$  l'altezza dei massi da scogliera sul dente di fondazione e  $h_s$  l'altezza del solettone di fondazione del cassone, i bracci della forza sono pari a:

- braccio della componente orizzontale:  $b_{F_{in-massi(o)}} = \frac{h}{2} + h_s = 6,72$  m;
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare:  $b_{F_{in-massi(v),mare}} = b/2 = 0,75$  m;
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato terra:  $b_{F_{in-massi(v),terra}} = B - b/2 = 18,35$  m.

### 3.3.3.4 Spinta idrodinamica dell'acqua

In accordo con quanto specificato nell'Eurocodice 8, nelle verifiche sismiche, in presenza di acqua libera e opera di sostegno impermeabile, è necessario considerare il contributo  $q_{dw}(h)$  della pressione dell'acqua agente sulla parete originata dall'oscillazione sismica del sistema. Tale contributo si ricava attraverso la formulazione di WESTERGAARD appresso riportata:

$$q_{dw}(h) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H_w h}$$

dove:

- $H_w$  è la quota del pelo libero dell'acqua (altezza della parete su cui agisce la spinta idrodinamica);
- $h$  è l'ordinata diretta verso il basso, con origine al pelo libero dell'acqua;
- $k_h$  è il coefficiente sismico orizzontale;
- $\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua.

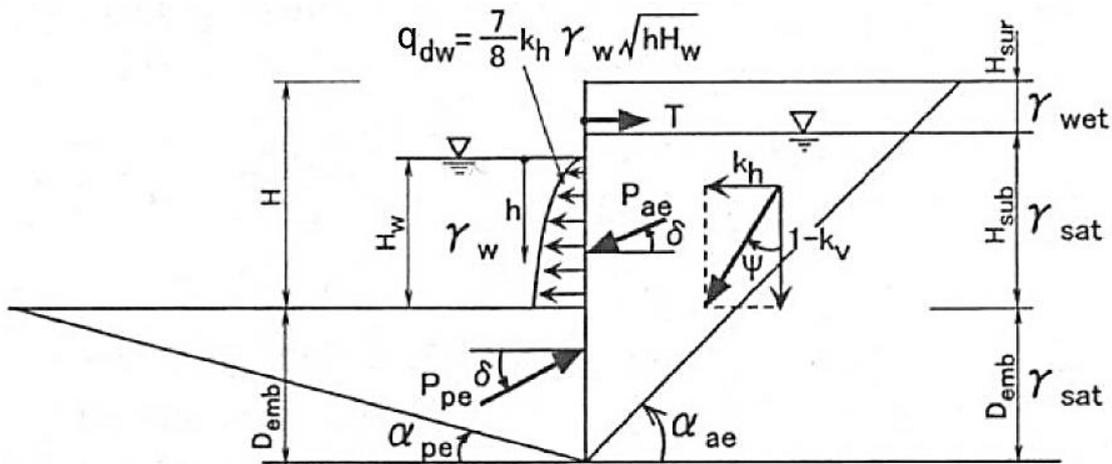


Figura 3-15 Pressione idrodinamica sulla parete esterna del muro di banchina

Integrando l'espressione sopra riportata si ottiene il valore della spinta  $P_{dw}$  applicata a  $0,4 H_w$  (a partire dal fondale):

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{12} k_h \gamma_w H_w^2$$

Tale azione risulta esercitata per metro lineare di opera.

Il valore della spinta idrodinamica dell'acqua nel caso in esame risulta pari a:

$$P_{dw} = 161,03 \text{ kN}$$

Essa presenta un braccio, valutato dal fondale, pari a 2,75 m.

### 3.4 Combinazioni di calcolo

Come detto, ai fini delle verifiche dei cassoni (*Scorrimento, Ribaltamento, Carico limite*), sono state prese in considerazione sia le combinazioni dei carichi definite nel D.M. 17/01/2018 che le combinazioni dei carichi definite nelle Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime, per un totale di n. 6 combinazioni di calcolo:

- **Combinazione n. 1** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Carico accidentale sul massiccio dominante*:

$$\gamma_{G_1} G_1 + \gamma_{G_2} G_2 + \gamma_{Q_1} Q_{k1} + \gamma_{Q_2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q_3} \Psi_{03} Q_{k3}$$

$$Q_1 = Q_{\text{massiccio}} \quad (\psi_0 = 0,7 - \psi_1 = 0,7 - \psi_2 = 0,6)$$

$$Q_2 = Q_{\text{cresta}} (T_r = 50) \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$$

$$Q_3 = Q_{\text{bitta}} \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$$

$$\gamma_{G1/sfavorevole} = 1,30$$

$$\gamma_{G2/sfavorevole} = 1,50$$

$$\gamma_{Qi/sfavorevole} = 1,50$$

$$\gamma_{\phi'} = 1,00$$

$$\gamma_{\gamma} = 1,00$$

$$\gamma_R = 1,10 \text{ Verifica a scorrimento}$$

$$\gamma_R = 1,15 \text{ Verifica a ribaltamento}$$

$$\gamma_R = 1,40 \text{ Capacità portante}$$

- **Combinazione n. 2** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Cresta dominante:*

$$\gamma_{G_1} G_1 + \gamma_{G_2} G_2 + \gamma_{Q_1} Q_{k1} + \gamma_{Q_2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q_3} \Psi_{03} Q_{k3}$$

$$Q_1 = Q_{\text{cresta}} (Tr = 50) \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$$

$$Q_2 = Q_{\text{massiccio}} \quad (\psi_0 = 0,7 - \psi_1 = 0,7 - \psi_2 = 0,6)$$

$$Q_3 = Q_{\text{bitta}} \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$$

$$\gamma_{G1/sfavorevole} = 1,30$$

$$\gamma_{G2/sfavorevole} = 1,50$$

$$\gamma_{Qi/sfavorevole} = 1,50$$

$$\gamma_{\phi'} = 1,00$$

$$\gamma_{\gamma} = 1,00$$

$$\gamma_R = 1,10 \text{ Verifica a scorrimento}$$

$$\gamma_R = 1,15 \text{ Verifica a ribaltamento}$$

$$\gamma_R = 1,40 \text{ Capacità portante}$$

- **Combinazione n. 3** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Tiro alla bitta dominante:*

$$\gamma_{G_1} G_1 + \gamma_{G_2} G_2 + \gamma_{Q_1} Q_{k1} + \gamma_{Q_2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q_3} \Psi_{03} Q_{k3}$$

$$Q_1 = Q_{\text{bitta}} \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$$

$$Q_2 = Q_{\text{massiccio}} \quad (\psi_0 = 0,7 - \psi_1 = 0,7 - \psi_2 = 0,6)$$

$$Q_3 = Q_{\text{cresta}} (Tr = 50) \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$$

$$\gamma_{G1/sfavorevole} = 1,30$$

$$\gamma_{G2/sfavorevole} = 1,50$$

$$\gamma_{Qi/sfavorevole} = 1,50$$

$$\gamma_{\varphi'} = 1,00$$

$$\gamma_{\gamma} = 1,00$$

$$\gamma_R = 1,10 \text{ Verifica a scorrimento}$$

$$\gamma_R = 1,15 \text{ Verifica a ribaltamento}$$

$$\gamma_R = 1,40 \text{ Capacità portante}$$

- **Combinazione n. 4** – D.M. 17/01/2018 – SISMICA SLV – *Sisma verticale* ↓ *Forza d'inerzia* ↑:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \Psi_{23}Q_{k3}$$

$$Q_1 = Q_{\text{massiccio}} \quad (\psi_0 = 0,7 - \psi_1 = 0,7 - \psi_2 = 0,6)$$

$$Q_2 = Q_{\text{cresta}} (Tr = 50) \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$$

$$Q_3 = Q_{\text{bitta}} \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$$

$$\gamma_{G1/favorevole-sfavorevole} = 1,00$$

$$\gamma_{G2/favorevole-sfavorevole} = 1,00$$

$$\gamma_{Qi/favorevole-sfavorevole} = 1,00$$

$$\gamma_{\varphi'} = 1,00$$

$$\gamma_{\gamma} = 1,00$$

$$\gamma_R = 1,00 \text{ Verifica a scorrimento}$$

$$\gamma_R = 1,00 \text{ Verifica a ribaltamento}$$

$$\gamma_R = 1,20 \text{ Capacità portante}$$

- **Combinazione n. 5** – D.M. 17/01/2018 – SISMICA SLV – *Sisma verticale* ↑ *Forza d'inerzia* ↓:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \Psi_{23}Q_{k3}$$

$$Q_1 = Q_{\text{massiccio}} \quad (\psi_0 = 0,7 - \psi_1 = 0,7 - \psi_2 = 0,6)$$

$$Q_2 = Q_{\text{cresta}} (Tr = 50) \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$$

$$Q_3 = Q_{\text{bitta}} \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$$

$$\gamma_{G1/favorevole-sfavorevole} = 1,00$$

$$\gamma_{G2/ \text{favorevole-sfavorevole}} = 1,00$$

$$\gamma_{Qi/ \text{favorevole-sfavorevole}} = 1,00$$

$$\gamma_{\varphi'} = 1,00$$

$$\gamma_{\gamma} = 1,00$$

$$\gamma_R = 1,00 \text{ Verifica a scorrimento}$$

$$\gamma_R = 1,00 \text{ Verifica a ribaltamento}$$

$$\gamma_R = 1,20 \text{ Capacità portante}$$

- **Combinazione n. 6** – I.T. Dighe marittime 1996 – Cresta:

$$G+Q$$

$$Q_1 = Q_{\text{cresta}} (T_r = 112)$$

$$Q_2 = Q_{\text{bitta}}$$

Come detto, il calcolo dei cassoni è stato effettuato considerando, ai sensi del D.M. 17/01/2018 – *Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*, una vita nominale di 50 anni e, con riferimento alle *«Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime»*, una vita di progetto di 25 anni. Pertanto, i valori di altezza d'onda di progetto sono stati riferiti a due diversi valori del tempo di ritorno  $T_r$ :

- $T_r = 50$  anni nelle combinazioni delle azioni effettuate secondo le indicazioni del D.M. 17/01/2018;
- $T_r = 112$  anni nelle combinazioni delle azioni effettuate secondo le indicazioni riportate nelle Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime.

### 3.5 Verifiche di stabilità alla traslazione

- **Combinazione n. 1** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Carico accidentale sul massiccio dominante:*

$$R_{\text{orizzontale}} = 26.663,31 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 90.193,63 \text{ kN}$$

$$\frac{R_v \cdot \mu_d}{R_o} = 2,05 \geq \gamma_R = 1,10$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 2** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Cresta dominante:*

$$R_{\text{orizzontale}} = 37.313,25 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 80.882,01 \text{ kN}$$

$$\frac{R_v \cdot \mu_d}{R_o} = 1,30 \geq \gamma_R = 1,10$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 3** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Tiro alla bitta dominante*:

$$R_{\text{orizzontale}} = 27.079,34 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 89.000,27 \text{ kN}$$

$$\frac{R_v \cdot \mu_d}{R_o} = 1,97 \geq \gamma_R = 1,10$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 4** – D.M. 17/01/2018 – SISMICA SLV – *Sisma verticale ↓ Forza d'inerzia ↑*:

$$R_{\text{orizzontale}} = 10.027,78 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 75.927,11 \text{ kN}$$

$$\frac{R_v \cdot \mu_d}{R_o} = 4,54 \geq \gamma_R = 1,00$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 5** – D.M. 17/01/2018 – SISMICA SLV – *Sisma verticale ↑ Forza d'inerzia ↓*:

$$R_{\text{orizzontale}} = 10.061,47 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 78.190,73 \text{ kN}$$

$$\frac{R_v \cdot \mu_d}{R_o} = 4,66 \geq \gamma_R = 1,00$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 6** – I.T. Dighe marittime 1996 – *Cresta*:

$$R_{\text{orizzontale}} = 25.418,48 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 59.554,00 \text{ kN}$$

$$\frac{\mu \cdot R_v}{R_o} = 1,41 > C_s = 1,40$$

La verifica risulta soddisfatta.

### 3.6 Verifiche di stabilità al ribaltamento

- **Combinazione n. 1** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Carico accidentale sul massiccio dominante:*

$$M_{\text{stabilizzante}} = 1.213.486,37 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 313.991,41 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 3,86 \geq \gamma_R = 1,15$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 2** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Cresta dominante:*

$$M_{\text{stabilizzante}} = 1.201.432,87 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 483.741,46 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 2,48 \geq \gamma_R = 1,15$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 3** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Tiro alla bitta dominante:*

$$M_{\text{stabilizzante}} = 1.201.432,87 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 318.542,82 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 3,77 \geq \gamma_R = 1,15$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 4** – D.M. 17/01/2018 – SISMICA SLV – *Sisma verticale ↓ Forza d'inerzia ↑:*

$$M_{\text{stabilizzante}} = 893.415,22 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 64.856,16 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 13,78 \geq \gamma_R = 1,00$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 5** – D.M. 17/01/2018 – SISMICA SLV – *Sisma verticale ↑ Forza d'inerzia ↓:*

$$M_{\text{stabilizzante}} = 906.462,50 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 52.339,30 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 17,32 \geq \gamma_R = 1,00$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 6** – I.T. Dighe marittime 1996 – Cresta:

$$M_{\text{stabilizzante}} = 870.154,92 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 326.759,97 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 2,66 > C_r = 1,50$$

La verifica risulta soddisfatta.

### 3.7 Verifiche di capacità portante

- **Combinazione n. 1** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Carico accidentale sul massiccio dominante:*

$$q'_{\text{lim}} = 2.000,26 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{t max}} = 207,64 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{q'_{\text{lim}}}{\sigma_{\text{t max}}} = 9,63 \geq \gamma_R = 1,40$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 2** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Cresta dominante:*

$$q'_{\text{lim}} = 1.040,14 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{t max}} = 202,16 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{q'_{\text{lim}}}{\sigma_{\text{t max}}} = 5,15 \geq \gamma_R = 1,40$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 3** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Tiro alla bitta dominante:*

$$q'_{\text{lim}} = 1.924,88 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{t max}} = 204,78 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{q'_{\text{lim}}}{\sigma_{\text{t max}}} = 9,40 \geq \gamma_R = 1,40$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 4** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Sisma verticale* ↓ *Forza d'inerzia* ↑:

$$q'_{lim} = 2.990,01 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{t \max} = 223,49 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{q'_{lim}}{\sigma_{t \max}} = 13,38 \geq \gamma_R = 1,20$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 5** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Sisma verticale* ↑ *Forza d'inerzia* ↓:

$$q'_{lim} = 3.015,67 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{t \max} = 230,72 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{q'_{lim}}{\sigma_{t \max}} = 13,07 \geq \gamma_R = 1,20$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 6** – I.T. Dighe marittime 1996 – *Cresta*:

$$\sigma_{t \max} = 139,09 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{t \text{ amm}} = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{\sigma_{t \text{ amm}}}{\sigma_{t \max}} = 3,53 \geq 1,00$$

La verifica risulta soddisfatta.

### 3.8 Verifiche sezione muro paraonde

Nel presente paragrafo si riporta il calcolo di verifica dell’armatura da collocare all’interfaccia tra il massiccio di sovraccarico e il muro paraonde (vedi figura successiva).

La sezione da verificare ha le seguenti caratteristiche:

$b = 1.00 \text{ m}$ ;

$h = 3.00 \text{ m}$

Le massime azioni sollecitanti nella sezione risultano pari a:

$N_{sd} = 290.8125 \text{ kN/m}$ , sforzo normale dovuto al peso proprio;

$V_{sd} = 190 \text{ kN}$ , taglio dovuto all’azione del moto ondoso;

$M_{sd} = 374.8238 \text{ kNm}$ , momento dovuto all’azione del moto ondoso;

Considerando la sezione armata con 4Φ24 superiori e 4Φ24 inferiori, con copriferro di 40 cm da ambo i lati, si ottiene:

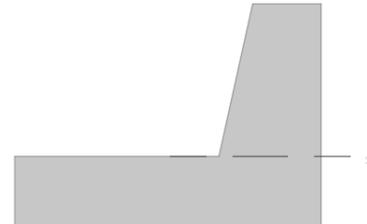


Figura 3-16 Sezione di verifica

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	300	1	18,10	40
			2	18,10	260

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

	S.L.U.	Metodo n
$N_{Ed}$	290,8125	290,8125 kN
$M_{xEd}$	374,8238	374,8238 kNm
$M_{yEd}$	0	0

P.to applicazione N Centro Baricentro cls Coord.[cm]

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

$L_0$  0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali B450C C32/40

Proprietà	B450C	C32/40
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm²	18,13
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0,6
		$\tau_{c1}$ 1,829

$M_{xRd}$  2,477 kN m

$\sigma_c$  -18,13 N/mm²

$\sigma_s$  391,3 N/mm²

$\epsilon_c$  3,201 ‰

$\epsilon_s$  67,5 ‰

d 260 cm

x 11,77 x/d 0,04527

$\delta$  0,7

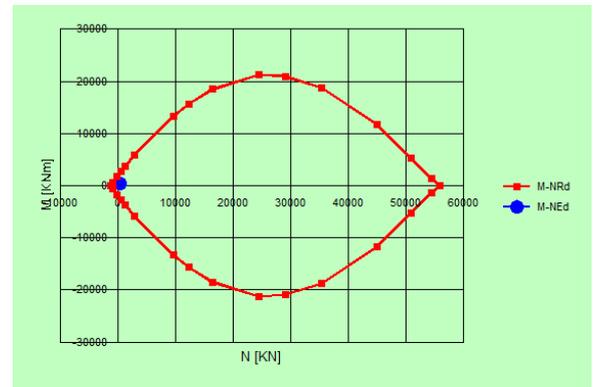


Figura 3-17 Verifica sezione e dominio di resistenza

Pertanto la sezione risulta ampiamente verificata.

**Verifica a taglio**

Le armature previste dovranno assorbire interamente il taglio agente, poiché non è possibile garantire la continuità tra le sezioni orizzontale e verticale del muro.

Secondo quanto riportato al paragrafo 4.2.4.1.2.4 delle NTC 2018, il valore di progetto dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1$$

con:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

Nel caso in esame la verifica risulta soddisfatta, in quanto:

- $A_v = 3620 \text{ mm}^2$
- $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- $V_{rd} = 900 \text{ kN}$
- $V_{sd} = 190 \text{ kN}$

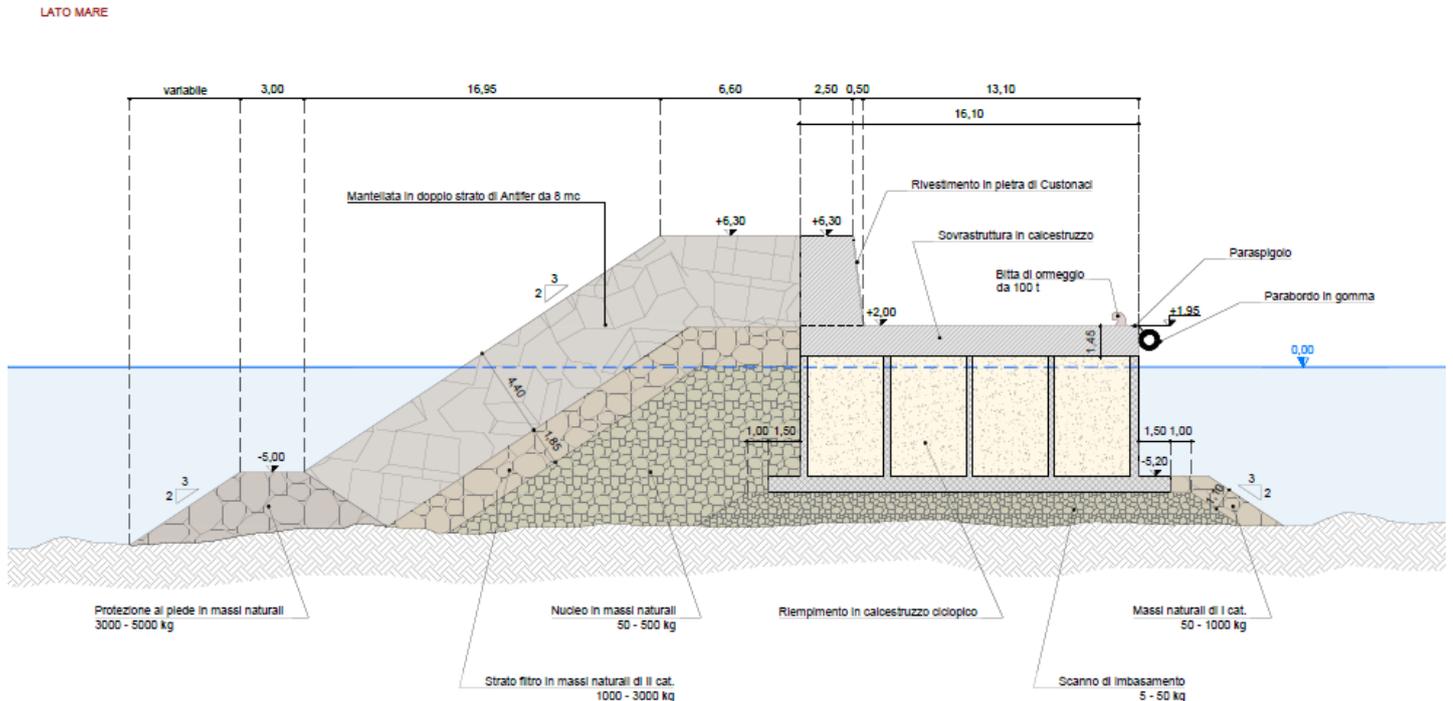
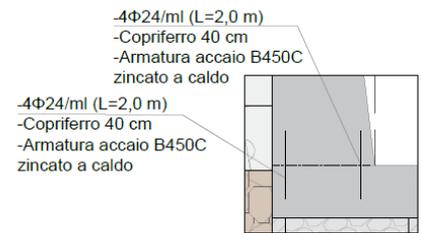


Figura 3-18 Sezione verifica muro paraonde

## 4 DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE A GETTATA

### 4.1 Approcci di calcolo

#### 4.1.1 Dimensionamento della mantellata di scogliere artificiali (Hudson)

Il dimensionamento della mantellata delle scogliere in massi artificiali (tipo Ecopode) è stato condotto secondo quanto indicato e raccomandato dal CLI (Concrete Layer Innovations); la formulazione di riferimento è quella generica proposta da Hudson (1953, 1959):

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad \text{con} \quad \Delta = \left( \frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)$$

dove:

- $H_s$  è l'altezza significativa della mareggiata di progetto;
- $D_n$  è la lunghezza del lato equivalente del cubo avente la stessa massa dell'Ecopode™;
- $\gamma_s$  il peso specifico del calcestruzzo (assunto pari a 2.30 t/m<sup>3</sup>);
- $\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua (pari a 1.030 t/m<sup>3</sup>);
- $\cot \alpha$  è il rapporto di scarpa (orizzontale/verticale) pari a 4:3;
- $K_D$  è il coefficiente di stabilità dell'elemento.

Per quanto riguarda i valori del coefficiente di stabilità  $K_D$ , per la sezione corrente CLI indica di utilizzare:

- $K_D$  pari a 16 per fondali a debole pendenza (inferiori all'1%) e, in ogni caso, per onda non frangente;
- $K_D$  inferiore (variabile tra 16 e 8.5, come rappresentato nel grafico di Figura 4.1) per fondali più acclivi (pendenza maggiore ad 1%) e onda frangente.

Per la sezione di testata viene indicato un valore del coefficiente di stabilità  $K_D$  pari a 12.3, corrispondente ad un incremento del 30% del volume calcolato per sezione corrente.

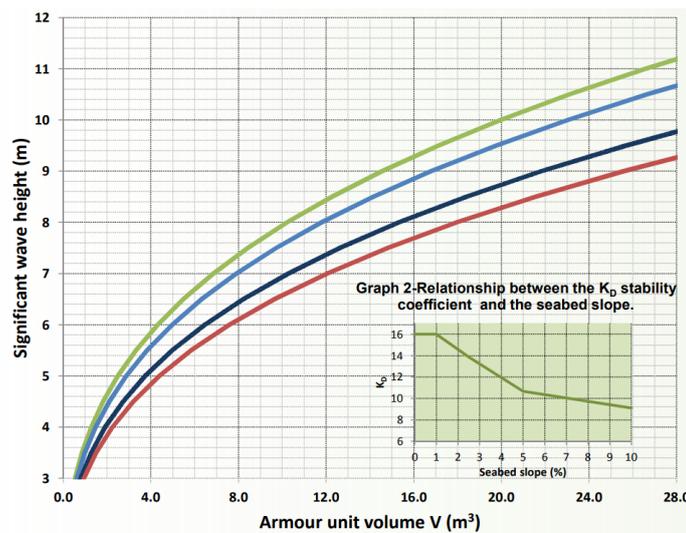


Figura 4.1 Grafico per il calcolo del coefficiente di stabilità per sezione corrente

#### 4.1.2 Dimensionamento della mantellata di scogliere e protezione sommerse in massi naturali Van der Meer (1991)

La metodologia proposta per il calcolo dei massi di mantellate di scogliere sommerse, da Van Der Meer (1991), propone l'impiego di un numero di stabilità  $N_s^*$  funzione della profondità  $h$  al piede dell'opera, della quota  $h_c$  del coronamento della struttura rispetto al fondo e del grado di danneggiamento ammissibile  $S$ :

$$\frac{h_c}{h} = (2.1 + 0.1S)e^{-0.14N_s^*} .$$

Il diametro nominale medio dei massi ( $D_{n50}$ ) che garantisce la stabilità della mantellata nelle ipotesi descritte risulta pari a:

$$D_{n50} = \frac{H^{\frac{2}{3}} L^{\frac{1}{3}}}{N_s^* \left( \frac{\gamma_s}{\gamma_a} - 1 \right)}$$

dove

- $H$  è l'altezza dell'onda di progetto (che, per frangimento molto intenso, può essere assunto pari all'altezza d'onda frangente diviso un coefficiente pari a 1.1÷1.2) ;
- $L$  la lunghezza d'onda al largo, riferita al periodo di picco ( $L = 1.56 \cdot TP^2$ );
- $\gamma_s$  il peso specifico dei massi;
- $\gamma_a$  il peso specifico dell'acqua di mare.

Il peso medio dei massi, pertanto, risulta pari a:

$$W_{50} = \gamma_s D_{n50}^3 .$$

Il CEM non specifica il campo di validità della formula, anche se l'autore ha interpretato dati sperimentali nei quali il rapporto  $h_c/h$  è compreso tra 0.3 e 1.

Lo scarto ammissibile rispetto ai pesi indicati deve essere del 25% e la posa in opera deve comunque avvenire partendo con i massi di dimensione inferiore, in modo che quelli più grandi restino nello strato più esterno esposto all'azione del moto ondoso.

#### 4.1.3 Dimensionamento dei filtri (criteri di ritenzione)

Il criterio proposto dal CERC SPM (1984) è valido per mantellate di granulometria uniforme in condizioni di flusso non stazionario (esposte al moto ondoso). Il criterio si basa sulla limitazione del rapporto tra il diametro degli elementi del filtro ( $D_f$ ), o del materiale a granulometrica maggiore, e quello degli elementi del materiale di base ( $D_b$ ), o del materiale a granulometrica più fine:

$$\frac{D_f}{D_b} \leq 2.2 .$$

Tale verifica viene condotta con riferimento a strati contigui di materiali granulari aventi differente pezzatura (ad esempio tra mantellata e nucleo/filtro della scogliera o filtro/nucleo e imbasamento).

#### 4.1.4 Calcolo della portata di tracimazione per opere a scogliera (EurOtop Manual)

Il calcolo della portata di tracimazione per le opere a gettata è stato condotto con riferimento alla metodologia proposta nello EurOtop Manual (2018). La metodologia utilizzata consente di valutare la portata media di tracimazione in funzione dei parametri caratteristici dell'onda incidente, della tipologia e della geometria della mantellata; in particolare, vengono considerati:

- tipo e disposizione degli elementi utilizzati per la mantellata;
- quota del coronamento;
- altezza d'onda della mareggiata;
- direzione di incidenza dell'onda rispetto alla normale al paramento ( $\beta$ ).

La portata di tracimazione  $q$ , espressa in metri cubi al secondo per metro di sviluppo del coronamento [ $m^3/s/m$ ], è stata calcolata con riferimento al "design and assessment approach" (approccio di progetto) utilizzando la seguente espressione:

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.1035 \exp\left[-\left(1.35 \cdot \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}\right)^{1.3}\right]$$

dove:

- $H_{m0}$  rappresenta l'altezza significativa al piede dell'opera [m];
- $R_c$  rappresenta la quota del coronamento rispetto al livello del mare incrementato del setup [m];
- $\gamma_f$  rappresenta il coefficiente che tiene conto della scabrezza della mantellata [-];
- $\gamma_\beta$  rappresenta il coefficiente che tiene conto dell'incidenza della direzione media di propagazione rispetto alla normale al paramento [-].

Il valore del fattore di riduzione  $\gamma_f$  per mantellate in massi naturali costituiti da doppio strato e nucleo permeabile è pari a 0.40, mentre per gli Ecopode™ (assimilabili a Accropode tipo II) è pari a 0.44, in accordo con i coefficienti indicati dallo EurOtop Manual.

Il coefficiente  $\gamma_\beta$ , che tiene conto dell'inclinazione dell'onda rispetto al paramento dell'opera, può essere ricavato con le seguenti espressioni:

$$\gamma_\beta = 1 - 0.0063|\beta| \quad \text{for } 0^\circ \leq |\beta| \leq 80^\circ$$

per  $|\beta| > 80^\circ$  può essere utilizzato il valore  $\beta = 80^\circ$ .

Per le strutture a gettata con muro paraonde più alto rispetto al coronamento della scogliera, la quota di coronamento nel calcolo viene assunta pari alla quota del muro (definita rispetto al livello del mare eventualmente incrementato del setup).

Per larghezze del coronamento pari ad almeno 3 volte il diametro medio dei massi che compongono la mantellata (larghezza del coronamento  $G_c \geq 3D_{n50}$ ) può essere impiegato il seguente fattore di riduzione per la portata di tracimazione (Figura 4.2):

$$C_r = 3.06 \exp(-1.5 G_c/H_{m0}) \leq 1.$$

In questo caso, a favore di sicurezza, non è stata considerata alcuna riduzione per effetto dell'inclinazione dell'onda (direzione dell'onda pressoché coincidente con la normale al paramento dell'opera) e della larghezza del coronamento.

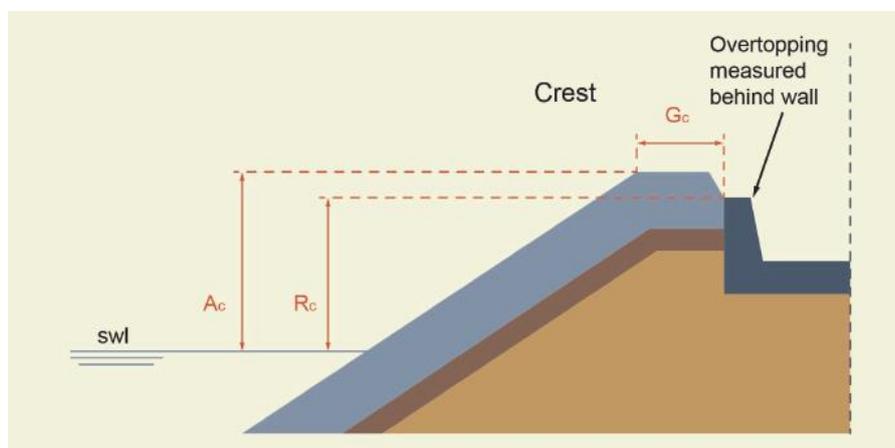


Figura 4.2 Schema per il calcolo del coefficiente di riduzione legato alla larghezza del coronamento

## 4.2 Descrizione della soluzione progettuale

### 4.2.1 Descrizione progettuale della scogliera Sud

Per proteggere il porto nuovo di Marettimo dalle onde del II quadrante si è scelto di realizzare una diga foranea. Il fondale sul quale poggierà la scogliera è costituito da un substrato roccioso, costituito da breccie dolomitiche in matrice sabbiosa. Al fine di limitare l'impronta dell'opera sul fondale, tramite l'impiego di massi artificiali del tipo Ecopode, sono state definite quote progressive di imbasamento dei massi tali da assecondare il naturale andamento delle batimetriche, assicurando nel contempo la corretta posa in opera della mantellata secondo gli standard esecutivi tipici del masso adoperato. Questa tipologia di massi oltre a essere più performante dal punto di vista della stabilità idraulica rispetto agli Antifer, presenta delle caratteristiche che la rende preferibili dal punto di vista paesaggistico e ambientale.

Vengono di seguito riportate le sezioni tipologiche per ogni quota di imbasamento in riferimento alla planimetria riportata nella seguente figura:

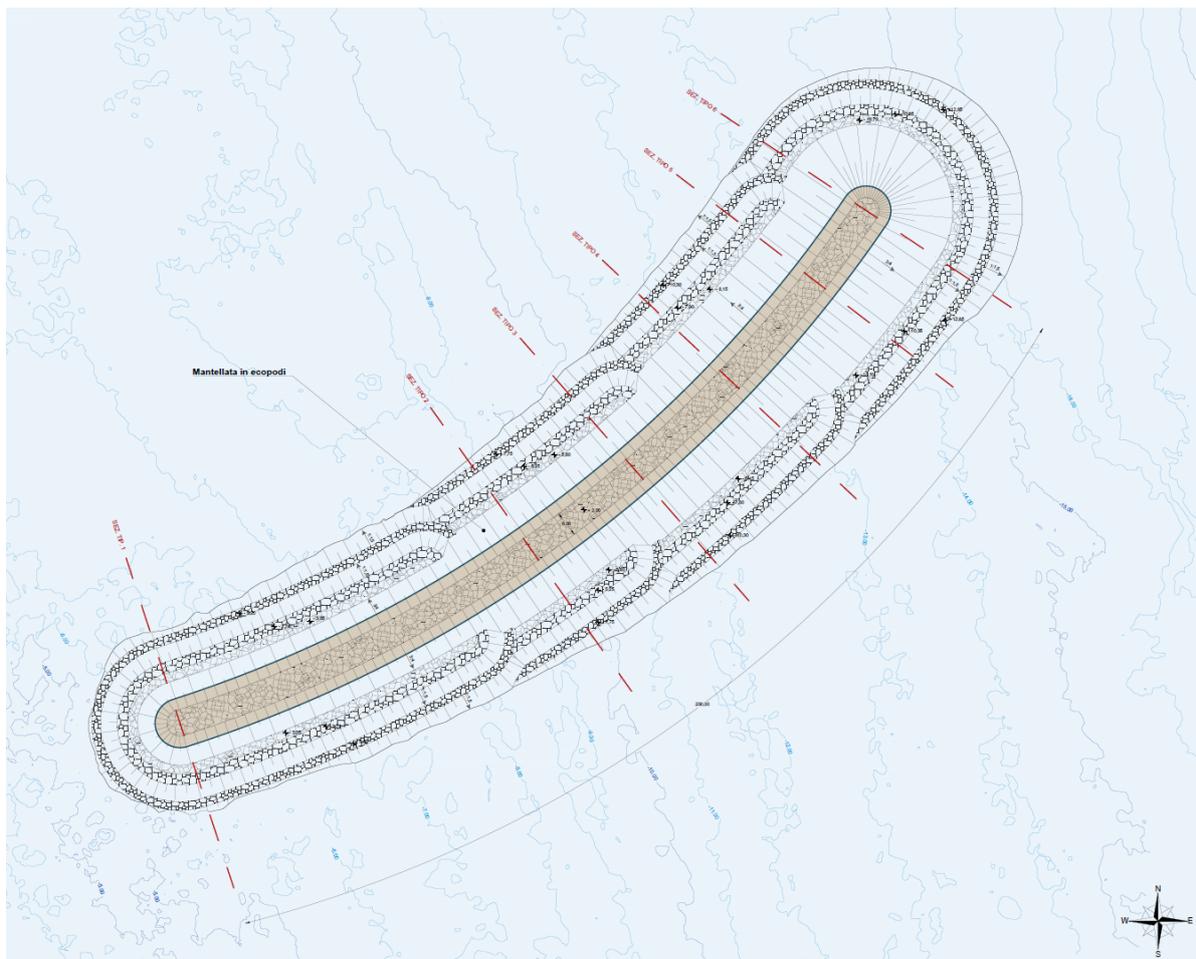


Figura 4.3 Stralcio planimetria scogliera di protezione dalle onde del II quadrante

- Sezione tipologica scogliera 1, dalla progressiva 0,00 alla progressiva 67,00. Quota imbasamento Ecopode lato Porto: - 5,20 m s.l.m.m.; Quota imbasamento Ecopode lato mare: - 5,20 m s.l.m.m.;

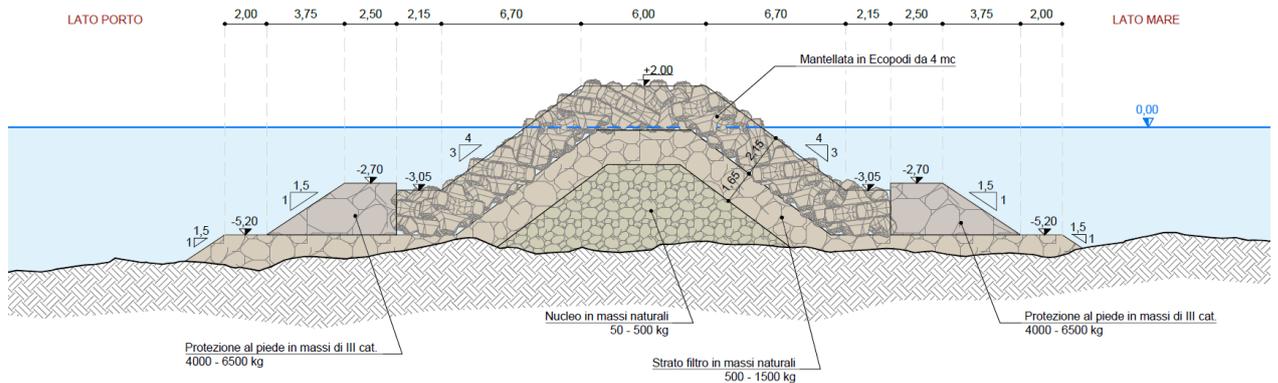


Figura 4.4 Sezione tipologica scogliera 1

- Sezione tipologica scogliera 2, dalla progressiva 67,00 alla progressiva 104,39. Quota imbasamento Ecopode lato Porto: - 7,75 m s.l.m.m.; Quota imbasamento Ecopode lato mare: - 7,75 m s.l.m.m.;

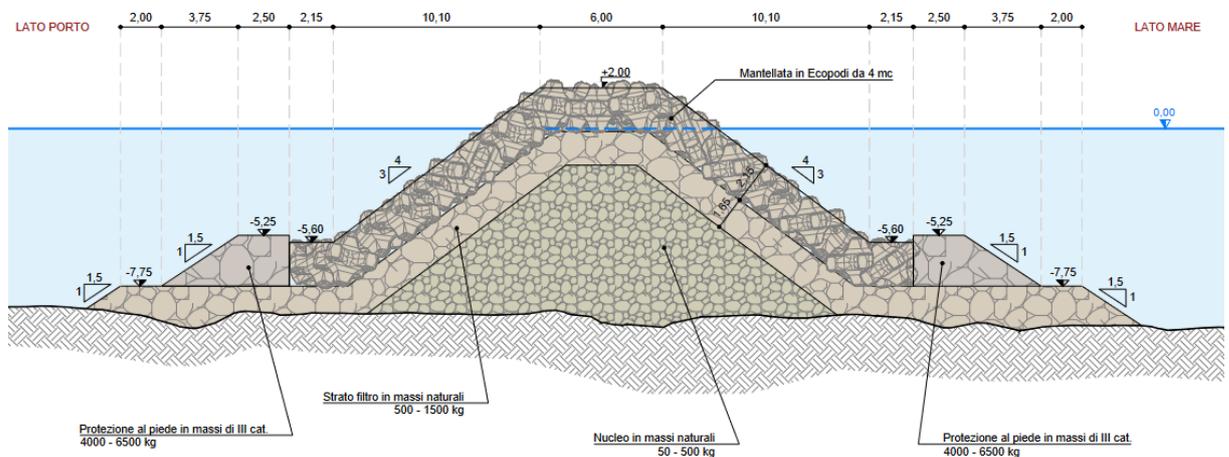


Figura 4.5 Sezione tipologica scogliera 2

- Sezione tipologica scogliera 3, dalla progressiva 104,39 alla progressiva 127,69. Quota imbascamento Ecopode lato Porto: - 7,75 m s.l.m.m.; Quota imbascamento Ecopode lato mare: - 10,30 m s.l.m.m.;

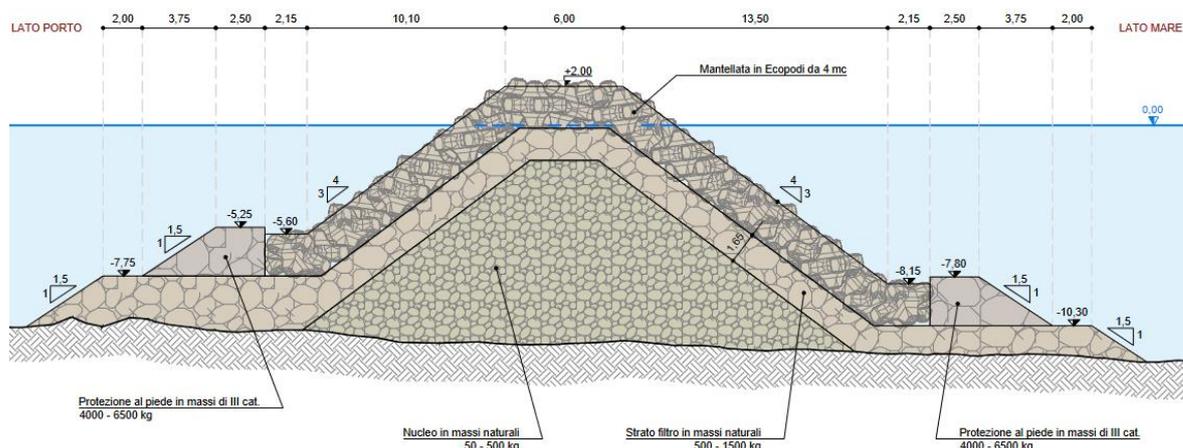


Figura 4.6 Sezione tipologica scogliera 3

- Sezione tipologica scogliera 4, dalla progressiva 127,69 alla progressiva 156,20. Quota imbascamento Ecopode lato Porto: - 10,30 m s.l.m.m.; Quota imbascamento Ecopode lato mare: - 10,30 m s.l.m.m.;

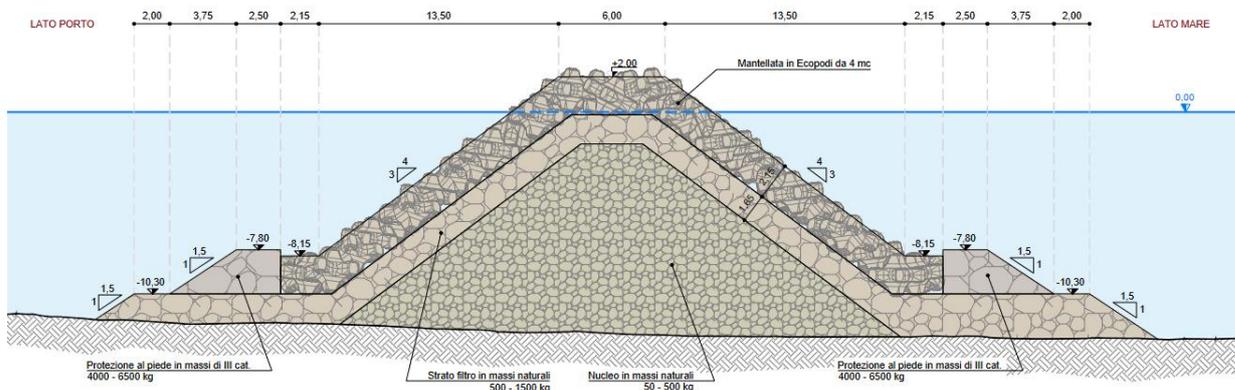


Figura 4.7 Sezione tipologica scogliera 4

- Sezione tipologica scogliera 5, dalla progressiva 156,20 alla progressiva 185,76. Quota imbascamento Ecopode lato Porto: - 10,30 m s.l.m.m.; Quota imbascamento Ecopode lato mare: - 12,85 m s.l.m.m.;

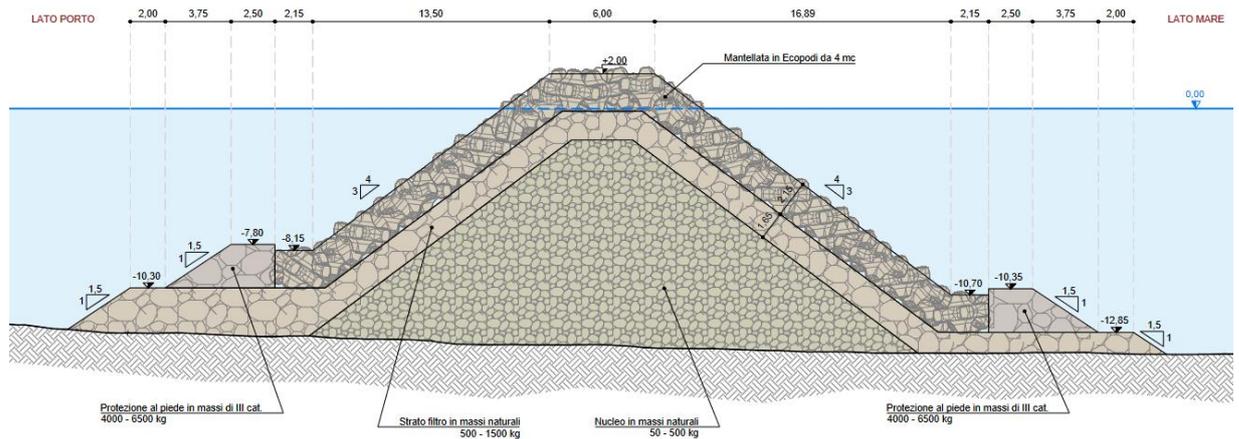


Figura 4.8 Sezione tipologica scogliera 5

- Sezione tipologica scogliera 6, dalla progressiva 185,76 alla progressiva 200,00. Quota imbascamento Ecopode lato Porto: - 12,85 m s.l.m.m.; Quota imbascamento Ecopode lato mare: - 12,85 m s.l.m.m.

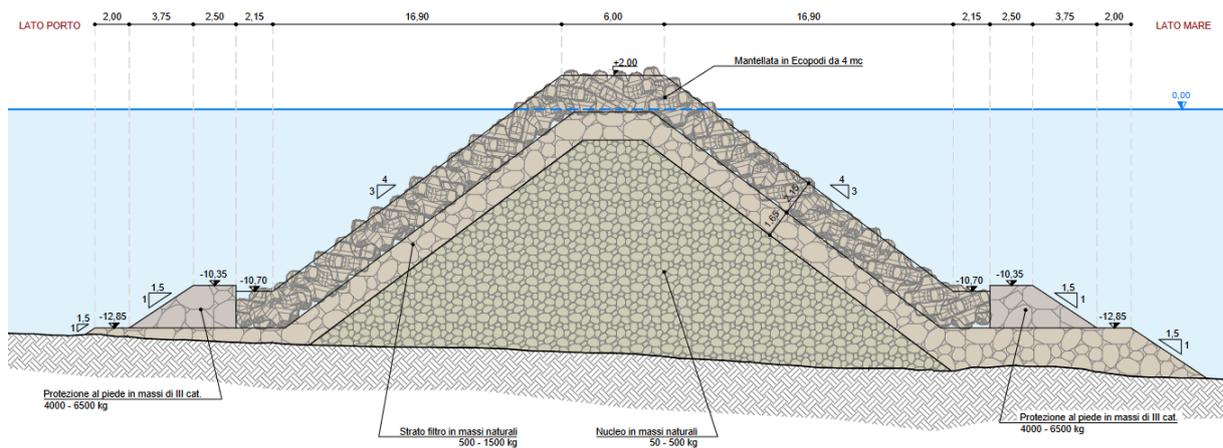


Figura 4.9 Sezione tipologica scogliera 6

#### 4.2.2 Descrizione progettuale degli interventi del molo foraneo

Affinché sia garantita una maggiore protezione dai fenomeni di tracimazione, si è deciso di intervenire alla radice del molo foraneo con una rifioritura in massi di tipo Antifer della mantellata esterna costituita da massi parallelepipedi artificiali. Mentre per quanto riguarda il prolungamento del molo, la struttura in cassoni verrà protetta da una scogliera anch'essa in massi di tipo Antifer. Sia la ricarica che la protezione saranno effettuati con sagoma tale da garantire il rispetto dei limiti di tracimazione (rif. Eurotop 2018). I livelli di sicurezza da rispettare, variabili in funzione della tipologia costruttiva (opere a gettata, a parete verticale o mista) fanno riferimento sia ad aspetti strutturali che ad aspetti funzionali. I primi devono essere rispettati necessariamente per tutto l'anno (si fa pertanto riferimento al clima ondoso annuale), mentre i secondi, relativi alla sicurezza funzionale dell'opera in relazione al transito dei pedoni, possono essere garantiti solo in occasione dell'effettiva fruizione dell'infrastruttura in condizioni meteomarine più favorevoli.

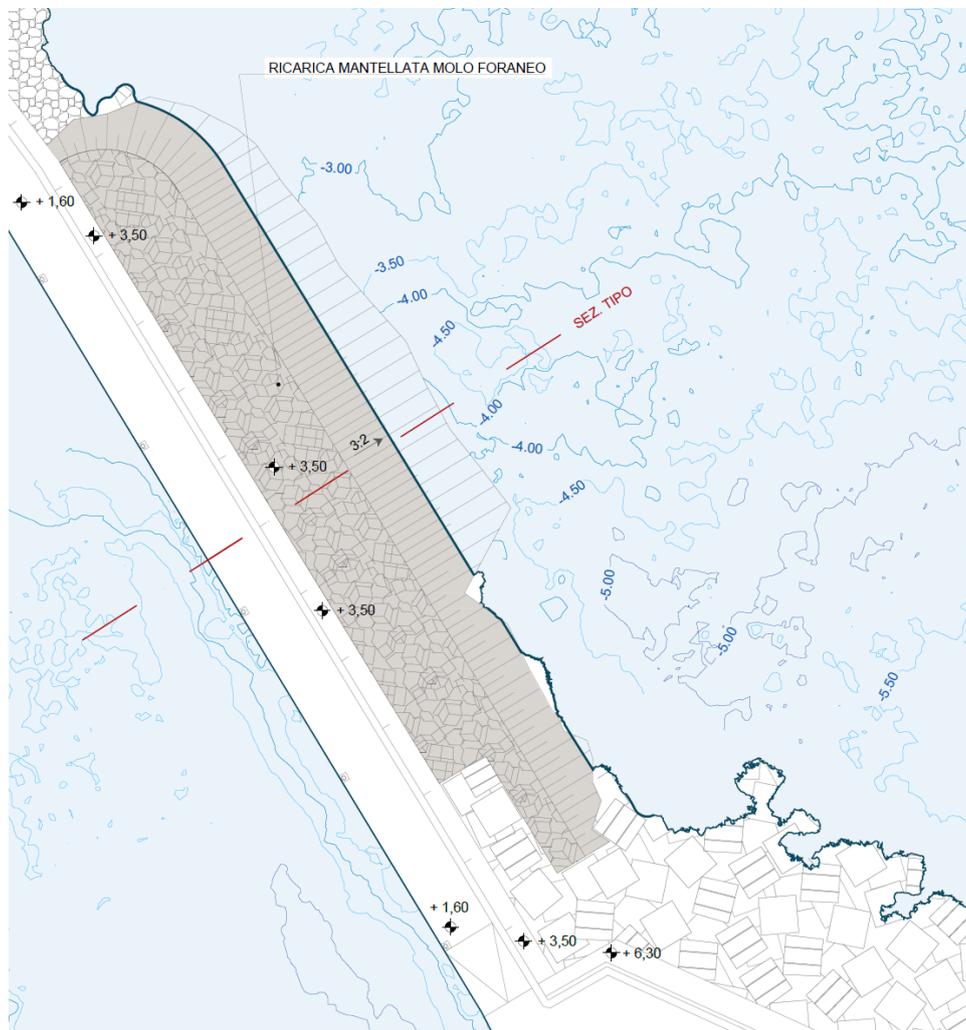


Figura 4.10 Planimetria ricarica mantellata alla radice del molo foraneo



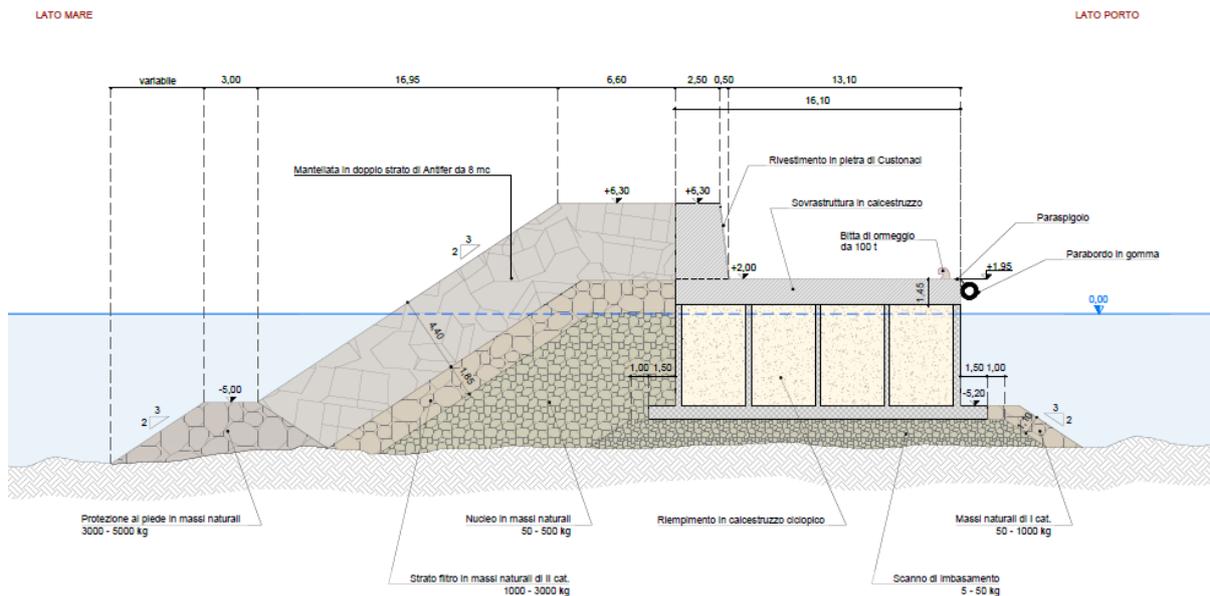


Figura 4-13 Sezione tipologica prolungamento molo foraneo

### 4.3 Onde di progetto

Nel presente paragrafo si riportano le onde di progetto, utilizzate per i dimensionamenti delle opere a gettata; i calcoli e le verifiche sono state condotte con riferimento alle sezioni tipologiche descritte nel precedente paragrafo 4.2. Le caratteristiche delle onde di progetto sono state estratte dalle propagazioni locali delle mareggiate estreme riportate nell'Elaborato D.01 “Studio idraulico marittimo. Dall'output della griglia di dettaglio, centrata nell'area di intervento, sono stati estratti, lungo transetti opportunamente tracciati in corrispondenza del piede delle opere, i parametri dell'onda: altezza significativa, periodo di picco e direzione media di provenienza.

Per ciascuna struttura, sulla base della tipologia costruttiva e della verifica da eseguire è stato definito il tempo di ritorno dell'evento ondoso da considerare nella verifica, come descritto nei precedenti paragrafi. Nella successiva Tabella 4.1 sono riassunte le caratteristiche delle onde di progetto utilizzate per il dimensionamento e la verifica delle opere a gettata.

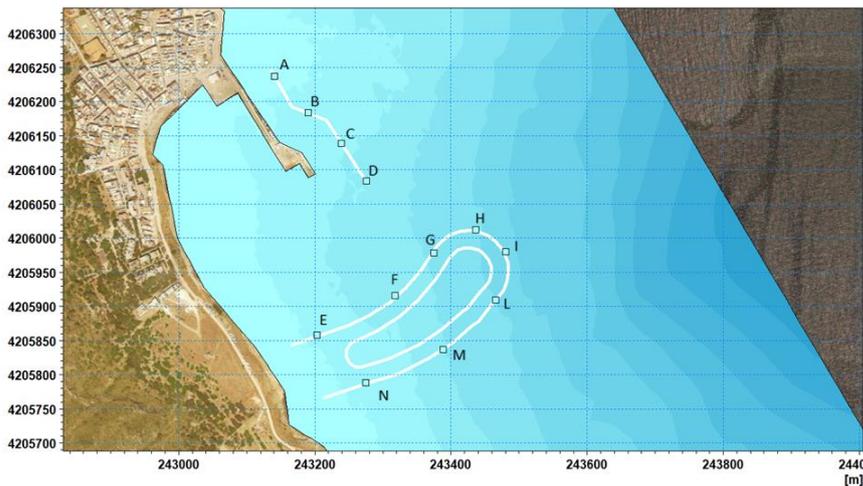


Figura 4-14 Punti di estrazione delle caratteristiche del moto ondoso

Tabella 4.1 Caratteristiche delle onde di progetto per il dimensionamento delle opere a gettata

TIPOLOGIA VERIFICA	SEZIONE TIP.	T <sub>R</sub> (anni)	SOVRALZO (m s.m.m.)	H <sub>s</sub> (m)	T <sub>p</sub> (s)
Dimensionamento mantellata in massi artificiali – Scogliera Sud	N - testata	<b>50</b> (stat. annuale)	0	4.31	11.4
Dimensionamento mantellata in massi artificiali – Scogliera Sud	I - testata	<b>50</b> (stat. annuale)	0	5.00	11.6
Dimensionamento scanno di imbasamento – Scogliera Sud	N - testata	<b>50</b> (stat. annuale)	0	4.31	11.6
Dimensionamento protezione al piede – Scogliera Sud	N - testata	<b>50</b> (stat. annuale)	0	4.31	11.6
Dimensionamento protezione al piede – Scogliera Sud	M - corrente	<b>50</b> (stat. annuale)	0	4.85	11.6
Ricarica mantellata Molo	B - corrente	<b>112</b> (stat. annuale)	0	3.94	11.3
Dimensionamento mantellata in massi artificiali – Prolungamento molo	D - corrente	<b>112</b> (stat. annuale)	0	5.26	11.7
Dimensionamento protezione al piede – Prolungamento molo	D - corrente	<b>112</b> (stat. annuale)	0	5.26	11.7
Verifica dei livelli tracimazione (sicurezza strutturale)	B - corrente	<b>50</b> (stat. annuale)	0	3.85	11.3
Verifica dei livelli tracimazione (sicurezza strutturale)	D - corrente	<b>50</b> (stat. annuale)	0	5.02	11.7
Verifica dei livelli tracimazione (sicurezza funzionale)	B - corrente	/	0	2.95*	11.6
Verifica dei livelli tracimazione (sicurezza funzionale)	D - corrente	/	0	3.95*	11.7

\* valore massimo ammissibile per la verifica.

## 4.4 Risultati dimensionamento e verifiche

### 4.4.1 Dimensionamento della mantellata in massi artificiali della scogliera Sud

Il dimensionamento della mantellata in massi artificiali tipo Ecopode è stato condotto utilizzando l'approccio di Hudson descritto nel paragrafo 4.1.1. Il dimensionamento per quanto riguarda la scogliera nel punto N, tabella n.4.2 (sezione tipologica scogliera 1), è stato condotto in condizione di onda frangente, in quanto l'onda di progetto sotto costa può risultare limitata dal fondale. Inoltre il calcolo è stato svolto anche per la sezione tipologica scogliera 6 (Tabella 4.3). Dai calcoli risulta che, dovranno essere utilizzati massi artificiali del peso di 9.4 t corrispondenti ad un volume dell'elemento pari a 4.0 m<sup>3</sup> per uno spessore del singolo strato della mantellata di 2.15 m.

Tra la mantellata e il nucleo verrà interposto uno strato filtro in massi di I e II categoria (pezzatura da 0.5 a 1.5 t) dello spessore di 1.65 m (spessore del doppio strato); tale pezzatura rispetta i criteri suggeriti da CLI per lo strato sottostante la mantellata in Ecopode.

Tabella 4.2 Dimensionamento della mantellata in Ecopode (sezione testata; cfr. sez. tip. 1)

DIMENSIONAMENTO SEZIONE 1 PUNTO N			
approccio di calcolo	Hudson	Rif. C.L.I.	
$\gamma_w$	densità acqua di mare	1.03	t/m <sup>3</sup>
$\gamma_s$	densità calcestruzzo	2.35	t/m <sup>3</sup>
ctg $\alpha$	scarpa	1.33333	ad.
H <sub>s</sub>	onda di progetto	4.31	m
Condizione onda	frangente		
i	pendenza fondale	4	%
K <sub>DT</sub>	coefficiente di stabilità	9.23	
<b>W<sub>DT</sub></b>	Peso e volume calcolato	7.2	t
<b>V<sub>DT</sub></b>		3.1	m <sup>3</sup>
<b>W<sub>DT</sub></b>	Peso e volume utilizzati	9.4	t
<b>V<sub>DT</sub></b>		4	m <sup>3</sup>
<b>Range strato filtro</b>		0.5-1.5	t

Tabella 4.3 Dimensionamento della mantellata in Ecopode (sezione di testata; cfr. sez. tip. 6)

DIMENSIONAMENTO SEZIONE 6 PUNTO I			
approccio di calcolo	Hudson	Rif. C.L.I.	
$\gamma_w$	densità acqua di mare	1.03	t/m <sup>3</sup>
$\gamma_s$	densità cls	2.35	t/m <sup>3</sup>
ctg $\alpha$	scarpa	1.33333	ad.
H <sub>s</sub>	onda di progetto	5	m
Condizione onda	non frangente		
i	pendenza fondale	-	%
K <sub>DT</sub>	coefficiente di stabilità	12.31	
<b>W<sub>DT</sub></b>	Peso e volume calcolato	8.5	t
<b>V<sub>DT</sub></b>		3.63	m <sup>3</sup>
<b>W<sub>DT</sub></b>	Peso e volume utilizzati	9.4	t
<b>V<sub>DT</sub></b>		4	m <sup>3</sup>
<b>Range strato filtro</b>		0.5-1.5	t

#### 4.4.2 Dimensionamento della protezione al piede della scogliera Sud

Il dimensionamento della protezione al piede della mantellata è stato condotto utilizzando l'approccio di Van der Meer (1991), descritto nel paragrafo. Il calcolo è stato condotto con riferimento alle sezioni tipologiche di progetto descritte nel precedente paragrafo 4.2; per esigenze costruttive, infatti, risulta necessario alzare la quota di imbasamento della sezione procedendo verso riva.

Il calcolo è stato condotto nei tratti più esposti, con quota di coronamento della berma di protezione al piede pari a -5.20 m s.m.m. (sezione tipologica 1, Tabella 4. e sezione tipologica 3, Tabella 4.5). Il dimensionamento del piede per la sezione di testata (sezione tipologica 1) è stato condotto considerando una maggiorazione del 30% della pezzatura ottenuta dal calcolo.

A favore di sicurezza il dimensionamento è stato condotto senza sovralzato in condizioni ordinarie (livello coincidente con il medio mare).

Dai calcoli risulta che dovranno essere utilizzati massi naturali di III categoria (da 4.0 a 6.5 t) con spessore del doppio strato pari a 2.50 m.

Tabella 4.4 Dimensionamento della protezione al piede (cfr. sez. tip. 1)

DIMENSIONAMENTO PROTEZIONE AL PIEDE SEZIONE 1 PUNTO N			
approccio di calcolo	Van der Meer		
$\gamma_w$	densità acqua di mare	1.03	t/m <sup>3</sup>
$\gamma_s$	densità elemento lapideo	2.6	t/m <sup>3</sup>
$\Delta$	densità relativa elemento lapideo	1.52427	ad.
h	profondità al piede	8	m
$h_c$	quota del coronamento della struttura rispetto al fondo	5.3	m
S	grado di danneggiamento	2	ad.
N	numero di densità spettrale	8.88	ad.
L	lunghezza d'onda	209.91	m
$d_{50}$	diametro caratteristico	1.16	m
$W_{50}$	peso calcolato	5.29	t
$W_{0.75}$	peso minimo	3.97	t
$W_{1.25}$	peso massimo	6.62	t
<b>Range adottato</b>	<b>TERZA CATEGORIA</b>	<b>4.0-6.5</b>	<b>t</b>
spessore doppio strato		2.50	m

Tabella 4.5 Dimensionamento della protezione al piede (cfr. sez. tip. 3)

DIMENSIONAMENTO PROTEZIONE AL PIEDE SEZIONE 3 PUNTO M			
approccio di calcolo	Van der Meer		
$\gamma_w$	densità acqua di mare	1.03	t/m <sup>3</sup>
$\gamma_s$	densità elemento lapideo	2.6	t/m <sup>3</sup>
$\Delta$	densità relativa elemento lapideo	1.52427	ad.
h	profondità al piede	8	m
$h_c$	quota del coronamento della struttura rispetto al fondo	5.3	m
S	grado di danneggiamento	2	ad.
N	numero di densità spettrale	8.88	ad.
L	lunghezza d'onda	209.91	m
$d_{50}$	diametro caratteristico	1.26	m
$W_{50}$	peso calcolato	2.28	t
$W_{0.75}$	peso minimo	1.71	t
$W_{1.25}$	peso massimo	2.85	t
<b>Range adottato</b>	TERZA CATEGORIA	4.0-6.5	t
spessore doppio strato		2.50	m

#### 4.4.3 Dimensionamento scanno di imbasamento in massi naturali della scogliera Sud

Il dimensionamento dello scanno di imbasamento della mantellata in massi naturali è stato condotto utilizzando l'approccio di Van der Meer per scogliere sommerse descritto nel precedente paragrafo 4.1.2; i risultati sono riportati nelle successiva Tabella 4.6.

Il dimensionamento per quanto riguarda la scogliera nel punto N (sezione tipologica scogliera 1) è stato condotto in condizione di onda frangente in quanto l'onda di progetto sotto costa risulta limitata dal fondale.

Dai calcoli risulta che dovranno essere utilizzati massi naturali di II categoria del peso medio di 1,5 t (sezioni tipologiche 2,3,4,5,6), per cui è possibile prolungare lo strato filtro avendo l'accortezza di collocare i massi di pezzatura maggiore (da 1500 kg) sul lato esterno esposto al moto ondos.

Tabella 4.6 Dimensionamento scanno di imbasamento della mantellata in massi naturali (cfr. sez. tip. 1)

DIMENSIONAMENTO SCANNO DI IMBASAMENTO SEZIONE 1 PUNTO N			
approccio di calcolo	Van der Meer		
$\gamma_w$	densità acqua di mare	1.03	t/m <sup>3</sup>
$\gamma_s$	densità elemento lapideo	2.6	t/m <sup>3</sup>
$\Delta$	densità relativa elemento lapideo	1.52427	ad.
h	profondità al piede	5.2	m
$h_c$	quota del coronamento della struttura rispetto al fondo	8	m
S	grado di danneggiamento	2	ad.
N	numero di densità spettrale	13.44	
L	lunghezza d'onda	209.91	m
$d_{50}$	diametro caratteristico	0.77	m
$W_{50}$	peso calcolato	1.53	t

#### 4.4.4 Verifica dei criteri di ritenzione per i filtri granulari della scogliera Sud

La verifica della transizione tra gli elementi lapidei che costituiscono le sezioni tipologiche di progetto (cfr. precedente paragrafo 4.2) è stata eseguita utilizzando il criterio proposto dal CERC. Nelle verifiche è stato considerato il diametro medio della pezzatura utilizzata sia per l'elemento filtrante che per l'elemento di base.

Per quanto riguarda la sezione tipologica 1 sono state eseguite le seguenti verifiche:

Tabella 4.7 Verifica (cfr. sez. tip. 1)

VERIFICA TRANSIZIONE MANTELLATA-STRATO FILTRO			
approccio di calcolo	CERC	Rif. SPM '84	
$\gamma_{s,manzellata}$	Peso specifico calcestruzzo	2.35	t/m <sup>3</sup>
$\gamma_{s,strato filtro}$	Peso specifico massi naturali	2.6	t/m <sup>3</sup>
$W_{0.75}$	peso medio mantellata	9.4	t
$W_{0.75}$	peso medio strato filtro	1.25	t
<b>Df/Db</b>	<b>VERIFICATO</b>	<b>2.02</b>	

Tabella 4.8 Verifica (cfr. sez. tip. 1)

VERIFICA TRANSIZIONE STRATO FILTRO - NUCLEO			
approccio di calcolo	CERC	Rif. SPM '84	
$\gamma_{s,strato filtro}$	Peso specifico massi naturali	2.6	t/m <sup>3</sup>
$\gamma_{s,nucleo}$	Peso specifico massi naturali	2.6	t/m <sup>3</sup>
$W_{0.75}$	peso medio strato filtro	1.25	t
$W_{0.75}$	peso medio nucleo	0.275	t
<b>Df/Db</b>	<b>VERIFICATO</b>	<b>1.65</b>	

Tabella 4.9 Verifica (cfr. sez. tip. 1)

VERIFICA TRANSIZIONE STRATO FILTRO - PIEDE			
approccio di calcolo	CERC	Rif. SPM '84	
$\gamma_{s, piede}$	Peso specifico massi naturali	2.6	t/m <sup>3</sup>
$\gamma_{s, strato filtro}$	Peso specifico massi naturali	2.6	t/m <sup>3</sup>
$W_{0.75}$	peso medio piede	5.25	t
$W_{0.75}$	peso medio strato filtro	1.25	t
<b>Df/Db</b>	<b>VERIFICATO</b>	<b>1.61</b>	

#### 4.4.5 Calcolo della ricarica della mantellata alla radice del molo esistente

Il dimensionamento della ricarica della mantellata alla radice del molo è stato condotto utilizzando l'approccio di Hudson (1953), descritto nel paragrafo. Il calcolo è stato condotto con riferimento alla sezione tipologica ricarica e ha condotto ai seguenti risultati come riportato nella tabella 4.10:

- ricarica mantellata esterna in massi artificiali Antifer da 4 mc;
- larghezza del coronamento 8,75 m, corrispondente alla posa di n. 5 file di Antifer;
- pendenza mantellata 2:3;
- profondità massima al piede – 5 m s.l.m.m.;
- quota di coronamento a +3,50 m s.l.m.m., coincidente con la quota sommitale del muro paraonde esistente.

Tabella 4.10 Dimensionamento mantellata (cfr. sez. tip. ricarica molo)

DIMENSIONAMENTO PUNTO B			
approccio di calcolo	Hudson	Rif. C.L.I.	
$\gamma_w$	densità acqua di mare	1.03	t/m <sup>3</sup>
$\gamma_s$	densità elemento lapideo	2.35	t/m <sup>3</sup>
ctg $\alpha$	scarpa elemento lapideo	1.5	ad.
$H_s$	onda di progetto	3.94	m
Condizione onda	non frangente	-	
i	pendenza fondale	-	%
$K_{DT}$	coefficiente di stabilità	6.5	
$W_{DT}$	Peso e volume calcolato	7.48	t
$V_{DT}$		2.98	m <sup>3</sup>
$W_{DT}$	Peso e volume utilizzati	9.4	t
$V_{DT}$		4	m <sup>3</sup>

#### 4.4.6 Calcolo della mantellata e della protezione al piede alla radice del prolungamento del molo

Il prolungamento del molo esistente verrà realizzato attraverso la collocazione di due cassoni cellulari dimensionati nel paragrafo 3 protetti da una scogliera in massi artificiali di tipo Antifer, per una lunghezza complessiva di 51 m. Il dimensionamento della mantellata alla radice del molo è stato condotto utilizzando l'approccio di Hudson (1953), descritto nel paragrafo 4.1.1, svolto nella tabella 4.11 per quanto riguarda la sezione corrente e nella tabella 4.12 per quanto riguarda il tratto in testata. Il dimensionamento della protezione al piede della mantellata è stato condotto utilizzando l'approccio di Van der Meer (1991), descritto nel paragrafo 4.1.2. Le soluzioni adottate sono le seguenti:

- mantellata in massi artificiali Antifer da 8 mc (9.7 mc in testata), con pendenza 2:3 e quota di coronamento a +6,30 m s.l.m.m.;
- numero di massi al coronamento della mantellata pari a 3, con larghezza complessiva di 6,60 m, necessari per limitare la tracimazione;
- strato filtro al di sotto della mantellata realizzato in massi naturali di II categoria con peso singolo compreso tra 1000 e 3000 kg in sezione corrente e 2000 e 3000 kg in testata;
- nucleo al di sotto dello strato filtro in tout venant 50-500 kg;
- berma di protezione al piede degli Antifer in massi naturali di III categoria con peso del singolo masso compreso tra 3000 e 5000 kg, pendenza della scarpa 2:3, larghezza sommitale pari a 3,00 m e quota berma - 5,00 m s.l.m.m tabella 4.13.

**Tabella 4.11 dimensionamento mantellata (cfr. sez. Prolungamento molo)**

DIMENSIONAMENTO SEZIONE CORRENTE PUNTO D			
approccio di calcolo	Hudson	Rif. C.L.I.	
$\gamma_w$	densità acqua di mare	1.03	t/m <sup>3</sup>
$\gamma_s$	densità elemento lapideo	2.35	t/m <sup>3</sup>
ctg $\alpha$	scarpa elemento lapideo	1.5	ad.
$H_s$	onda di progetto	5.26	m
Condizione onda	non frangente	-	
i	pendenza fondale	-	%
$K_{DT}$	coefficiente di stabilità	6.5	
$W_{DT}$	Peso e volume calcolato	16.66	t
$V_{DT}$		7.09	m <sup>3</sup>
$W_{DT}$	Peso e volume utilizzati	18.80	t
$V_{DT}$		8	m <sup>3</sup>

Tabella 4.12 dimensionamento mantellata (cfr. sez. tip. Prolungamento molo)

DIMENSIONAMENTO SEZIONE TESTATA PUNTO D			
approccio di calcolo	Hudson	Rif. C.L.I.	
$\gamma_w$	densità acqua di mare	1.03	t/m <sup>3</sup>
$\gamma_s$	densità elemento lapideo	2.35	t/m <sup>3</sup>
ctg $\alpha$	scarpa elemento lapideo	1.5	ad.
H <sub>s</sub>	onda di progetto	5.26	m
Condizione onda	non frangente	-	
i	pendenza fondale	-	%
K <sub>DT</sub>	coefficiente di stabilità	5	
<b>W<sub>DT</sub></b>	Peso e volume calcolato	21.66	t
<b>V<sub>DT</sub></b>		9.21	m <sup>3</sup>
<b>W<sub>DT</sub></b>	Peso e volume utilizzati	22.80	t
<b>V<sub>DT</sub></b>		9.7	m <sup>3</sup>

Tabella 4.13 Dimensionamento protezione al piede (cfr. sez. Prolungamento molo)

DIMENSIONAMENTO PROTEZIONE AL PIEDE TESTATA			
approccio di calcolo	Van der Meer		
$\gamma_w$	densità acqua di mare	1.03	t/m <sup>3</sup>
$\gamma_s$	densità elemento lapideo	2.6	t/m <sup>3</sup>
$\Delta$	densità relativa elemento lapideo	1.52427	ad.
h	profondità al piede	9	m
$h_c$	quota del coronamento della struttura rispetto al fondo	4	m
S	grado di danneggiamento	2	ad.
N	numero di densità spettrale	11.746	ad.
L	lunghezza d'onda	213.54	
$d_{50}$	diametro caratteristico	1.01	m
$W_{50}$	peso calcolato	3.47	t
$W_{0.75}$	peso minimo	2.61	t
$W_{1.25}$	peso massimo	4.35	t
<b>Range adottato</b>	Terza categoria	3-5	t
spessore doppio strato		2.30	m

#### 4.4.7 Verifica dei criteri di ritenzione per i filtri granulari del prolungamento del molo

La verifica della transizione tra gli elementi lapidei che costituiscono le sezioni tipologiche di progetto (cfr. precedente paragrafo 4.2) è stata eseguita utilizzando il criterio proposto dal CERC. Nelle verifiche è stato considerato il diametro medio della pezzatura utilizzata sia per l'elemento filtrante che per l'elemento di base.

Per quanto riguarda la sezione tipologica del prolungamento del molo nel tratto di testata sono state eseguite le seguenti verifiche:

**Tabella 4.14 Verifica sezione testata (cfr. sez. Prolungamento molo)**

VERIFICA TRANSIZIONE MANTELLATA-STRATO FILTRO			
approccio di calcolo	CERC	Rif. SPM '84	
$\gamma_{s,mantellata}$	Peso specifico calcestruzzo	2.35	t/m <sup>3</sup>
$\gamma_{s,strato\ filtro}$	Peso specifico massi naturali	2.6	t/m <sup>3</sup>
$W_{0.75}$	peso medio mantellata	22.8	t
$W_{0.75}$	peso medio strato filtro	2.5	t
<b>Df/Db</b>	<b>VERIFICATO</b>	<b>2.16</b>	

**Tabella 4.15 Verifica sezione testata (cfr. sez. Prolungamento molo)**

VERIFICA TRANSIZIONE STRATO FILTRO - NUCLEO			
approccio di calcolo	CERC	Rif. SPM '84	
$\gamma_{s,strato\ filtro}$	Peso specifico massi naturali	2.6	t/m <sup>3</sup>
$\gamma_{s,nucleo}$	Peso specifico massi naturali	2.6	t/m <sup>3</sup>
$W_{0.75}$	peso medio strato filtro	2.5	t
$W_{0.75}$	peso medio nucleo	0.275	t
<b>Df/Db</b>	<b>VERIFICATO</b>	<b>2.08</b>	

Tabella 4.16 Verifica sezione corrente (cfr. sez. Prolungamento molo)

VERIFICA TRANSIZIONE MANTELLATA-STRATO FILTRO			
approccio di calcolo	CERC	Rif. SPM '84	
$\gamma_{s,mantellata}$	Peso specifico calcestruzzo	2.35	t/m <sup>3</sup>
$\gamma_{s,strato\ filtro}$	Peso specifico massi naturali	2.6	t/m <sup>3</sup>
$W_{0.75}$	peso medio mantellata	8	t
$W_{0.75}$	peso medio strato filtro	1.5	t
<b>Df/Db</b>	<b>VERIFICATO</b>	<b>2.18</b>	

#### 4.4.8 Calcolo della portata di tracimazione e verifica dei livelli di sicurezza

Nel presente paragrafo si riporta il calcolo della portata di tracimazione  $q$  con riferimento alle condizioni più gravose (altezza significativa massima) per le due sezioni tipologiche di riferimento: sezione ricarica (opera a gettata con mantellata in massi artificiali tipo Antifer) e sezione prolungamento molo (opera a gettata con mantellata in massi artificiali tipo Antifer). Il calcolo è stato condotto utilizzando l'approccio riportato nello EurOtop Manual (2018), descritto in dettaglio nel precedente paragrafo 4.1.4.

I risultati sono riassunti nella successiva Tabella 4.17, mentre da Tabella 4.18 a Tabella 4.21 si riportano i dettagli del calcolo per le due sezioni tipologiche, con riferimento alla sicurezza strutturale (mareggiata derivante dalla statistica annuale) e funzionale (mareggiata derivante dalla statistica estiva) dell'opera.

Con riferimento alla sicurezza strutturale, la portata di tracimazione risulta inferiore a 20 l/s/m, mentre a garanzia della sicurezza funzionale (in relazione al transito di pedoni sulla passeggiata sopraelevata) si raggiungono valori della portata di tracimazioni lievemente inferiori al limite definito, pari ad 1 l/s/m.

Tabella 4.17 Calcolo portata di tracimazione opere a gettata

TIPOLOGIA VERIFICA	PERIODO	SEZIONE TIPOLOGICA		$q_{calcolata}$ (l/s/m)	$Q_{limite}$ (l/s/m)	VERIFICA
SICUREZZA STRUTTURALE	Tutto l'anno	Massi artificiali	Sez. tip. RICARICA	12.6	20.0	Soddisfatta
		Massi artificiali	Sez. tip. PROLUNGAMENTO	13.07		Soddisfatta
SICUREZZA FUNZIONALE	In condizioni non estreme (garantita nella stagione estiva)	Massi artificiali	Sez. tip. RICARICA	0.95	1.0	Soddisfatta
		Massi artificiali	Sez. tip. PROLUNGAMENTO	0.98		Soddisfatta

**Tabella 4.18 Calcolo portata di tracimazione sezione in massi artificiali (sez. tip.ricarica) – sicurezza strutturale**

Approccio di calcolo	Eurotop	rif. 2018	
$R_c$	altezza relativa del coronamento	5.47	m
$G_c$	larghezza della cresta	9.1	m
$ctg\alpha$	pendenza della scarpata	1.5	
$d_b$	quota della berma	4.83	m
$B$	larghezza della berma	3	m
$H$	altezza onda ammissibile	5.02	m
$T_p$	periodo di picco	11.6	s
$\beta$	angolo di incidenza	0	°
$T_{m-1,0}$	periodo significativo	10.55	s
$L_{m-1,0}$	lunghezza d'onda riferita al periodo	173.48	m
$\xi_{m-1,0}$	parametro di Ibarren	3.91	-
$\gamma_\beta$	fattore di riduzione legato all'inclinazione	1	-
$\gamma_f$	fattore di riduzione legato alla scabrezza	0.5	-
$\gamma_{f,mod}$	fattore di riduzione modificato	0.5	-
$\gamma_{f,calcolo}$	fattore di riduzione da calcolo	0.5	-
$L_{slope}$	lunghezza della porzione di scarpata	22.5	m
$\tan\alpha$	prima stima di $\tan\alpha$	0.667	-
$\xi_{m-1,0}$	parametro di Ibarren di prima stima	3.91	-
$R_{u2\%}$	run up di prima stima	8.61	m
$Cr$	fattore di riduzione legato alla presenza della berma	0.202	-
<b>q</b>	portata di overtopping	<b>12.6</b>	l/s/m

**Tabella 4.19 Calcolo portata di tracimazione sezione in massi artificiali (sez. tip. ricarica) – sicurezza funzionale**

Approccio di calcolo	Eurotop	rif. 2018	
$R_c$	altezza relativa del coronamento	5.47	m
$G_c$	larghezza della cresta	9.1	m
$ctg\alpha$	pendenza della scarpata	1.5	
$d_b$	quota della berma	4.83	m
$B$	larghezza della berma	3	m
$H$	altezza onda ammissibile	<b>3.95</b>	m
$T_p$	periodo di picco	11.6	s
$\beta$	angolo di incidenza	0	°
$T_{m-1,0}$	periodo significativo	10.55	s
$L_{m-1,0}$	lunghezza d'onda riferita al periodo	173.48	m
$\xi_{m-1,0}$	parametro di Ibarren	4.98	-
$\gamma_\beta$	fattore di riduzione legato all'inclinazione	1	-
$\gamma_f$	fattore di riduzione legato alla scabrezza	0.5	-
$\gamma_{f,mod}$	fattore di riduzione modificato	0.5	-
$\gamma_{f,calcolo}$	fattore di riduzione da calcolo	0.5	-
$L_{slope}$	lunghezza della porzione di scarpata	20.09	m
$\tan\alpha$	prima stima di $\tan\alpha$	0.667	-
$\xi_{m-1,0}$	parametro di Ibarren di prima stima	4.98	-
$R_{u2\%}$	run up di prima stima	6.89	m
$Cr$	fattore di riduzione legato alla presenza della berma	0.097	-
<b>q</b>	portata di overtopping	<b>0.95</b>	l/s/m

**Tabella 4.20 Calcolo portata di tracimazione sezione in massi naturali (sez. tip. Prolungamento molo) – sicurezza strutturale**

Approccio di calcolo	Eurotop	rif. 2018	
$R_c$	altezza relativa del coronamento	5.67	m
$G_c$	larghezza della cresta	11.3	m
$ctg\alpha$	pendenza della scarpata	1.5	
$d_b$	quota della berma	3.83	m
$B$	larghezza della berma	3	m
$H$	altezza onda ammissibile	3.85	m
$T_p$	periodo di picco	11.3	s
$\beta$	angolo di incidenza	0	°
$T_{m-1,0}$	periodo significativo	10.27	s
$L_{m-1,0}$	lunghezza d'onda riferita al periodo	164.63	m
$\xi_{m-1,0}$	parametro di Ibarren	4.35	-
$\gamma_\beta$	fattore di riduzione legato all'inclinazione	1	-
$\gamma_f$	fattore di riduzione legato alla scabrezza	0.5	-
$\gamma_{f,mod}$	fattore di riduzione modificato	0.5	-
$\gamma_{f,calcolo}$	fattore di riduzione da calcolo	0.5	-
$L_{slope}$	lunghezza della porzione di scarpata	20.09	m
$\tan\alpha$	prima stima di $\tan\alpha$	0.667	-
$\xi_{m-1,0}$	parametro di Ibarren di prima stima	4.98	-
$R_{u2\%}$	run up di prima stima	6.67	m
$Cr$	fattore di riduzione legato alla presenza della berma	0.051	-
<b>q</b>	portata di overtopping	<b>13.07</b>	l/s/m

**Tabella 4.21 Calcolo portata di tracimazione sezione in massi naturali (sez. tip. Prolungamento molo) – sicurezza funzionale**

Approccio di calcolo	Eurotop	rif. 2018	
$R_c$	altezza relativa del coronamento	2.67	m
$G_c$	larghezza della cresta	10.5	m
$ctg\alpha$	pendenza della scarpata	1.5	
$d_b$	quota della berma	3.33	m
$B$	larghezza della berma	0	m
$H$	altezza onda ammissibile	2.95	m
$T_p$	periodo di picco	11.3	s
$\beta$	angolo di incidenza	0	°
$T_{m-1,0}$	periodo significativo	10.27	s
$L_{m-1,0}$	lunghezza d'onda riferita al periodo	164.63	m
$\xi_{m-1,0}$	parametro di Ibarren	4.98	-
$\gamma_\beta$	fattore di riduzione legato all'inclinazione	1	-
$\gamma_f$	fattore di riduzione legato alla scabrezza	0.5	-
$\gamma_{f,mod}$	fattore di riduzione modificato	0.5	-
$\gamma_{f,calcolo}$	fattore di riduzione da calcolo	0.5	-
$L_{slope}$	lunghezza della porzione di scarpata	10.64	m
$\tan\alpha$	prima stima di $\tan\alpha$	0.667	-
$\xi_{m-1,0}$	parametro di Ibarren di prima stima	4.98	-
$R_{u2\%}$	run up di prima stima	5.25	m
$Cr$	fattore di riduzione legato alla presenza della berma	0.015	-
<b>q</b>	portata di overtopping	<b>0.98</b>	l/s/m

## 5 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

### 5.1 Richiami teorici

L'analisi di stabilità di un pendio è un problema molto complesso e di difficile schematizzazione, soprattutto per quanto riguarda la determinazione dei parametri di resistenza a taglio del terreno. Determinante risulta la caratterizzazione geomorfologica della zona sede dell'eventuale movimento franoso, nonché la caratterizzazione stratigrafica, l'individuazione del livello di falda, la determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni costituenti gli strati, ecc.

I diversi metodi di calcolo della stabilità globale presenti in letteratura si basano sul concetto dell'equilibrio limite globale, che ipotizza per il terreno un comportamento rigido – perfettamente plastico. Si immagina cioè che il terreno non si deformi fino al raggiungimento della condizione di rottura e che, in condizioni di rottura, la resistenza al taglio si mantenga costante e indipendente dalle deformazioni accumulate. Da tale ipotesi semplificativa, consegue che:

- a) la rottura si manifesta lungo una superficie netta di separazione tra la massa in frana e il terreno stabile;
- b) la massa in frana è un blocco indeformato in moto di roto-traslazione rigido;
- c) la resistenza mobilitata lungo la superficie di scorrimento in condizioni di equilibrio limite è costante nel tempo, indipendente dalle deformazioni e quindi dai movimenti della frana, e ovunque pari alla resistenza al taglio;
- d) non è possibile determinare né le deformazioni precedenti la rottura, né l'entità dei movimenti del blocco in frana, né la velocità del fenomeno.

La superficie di rottura, supposta nota, è suddivisa in un determinato numero di strisce che consentono di calcolare in modo agevole le grandezze che entrano in gioco nelle equazioni risolutive. Tutti i metodi adottano come criterio di rottura il criterio di MOHR-COULOMB assieme al criterio delle tensioni efficaci di TERZAGHI. La resistenza a taglio disponibile è valutata secondo l'espressione:

$$\tau = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi' = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$$

con:

- $c'$  coesione efficace;
- $\varphi'$  angolo di attrito efficace;
- $\sigma$  tensione normale totale;
- $u$  pressione neutra.

Il fattore di sicurezza è definito come rapporto fra la resistenza a taglio disponibile e la resistenza a taglio mobilitata:

$$F = \frac{\text{resistenza a taglio disponibile}}{\text{resistenza a taglio mobilitata}} = \frac{\tau_r}{\tau}$$

Suddivisa la superficie di rottura in  $n$  strisce, supponendo che il coefficiente di sicurezza sia unico per tutta la superficie, si hanno le seguenti incognite:

- n forze normali alla base (N);
- n punti di applicazione delle forze normali;
- n forze di taglio alla base (T);
- n-1 forze normali di interstriscia (E);
- n-1 punti di applicazione delle forze normali di interstriscia (h);
- n-1 forze tangenziali di interstriscia (X);
- 1 coefficiente di sicurezza (F).

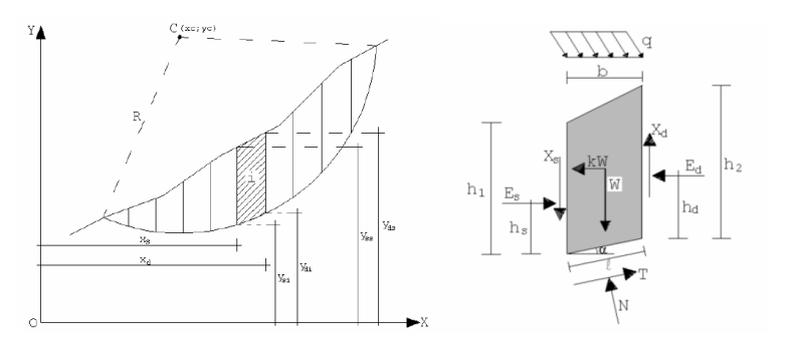
Il numero totale delle incognite è pari quindi a  $6n-2$ . Se le strisce hanno una larghezza limitata si commette un errore trascurabile nel ritenere che le forze alla base  $N$ , siano applicate al centro della base. Con tale assunzione si eliminano n incognite. Pertanto le incognite residue sono in numero di  $5n-2$ .

Le equazioni che si possono scrivere sono  $4n$

- n equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale;
- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni di equilibrio alla rotazione;
- n equazioni di MOHR-COULOMB;

Rimangono pertanto  $(5n - 2) - 4n = n - 2$  incognite in esubero rispetto al numero delle equazioni disponibili.

I vari metodi di calcolo della stabilità dei pendii esistenti in letteratura (FELLENIUS, BISHOP, JANBU, ecc.) fanno assunzioni differenti per pareggiare numero delle equazioni e numero delle incognite.



**Figura 5-1-Suddivisione della superficie di rottura in strisce (a sinistra) e singola striscia (a destra)**

Tale analisi è stata effettuata in condizioni statiche e in condizioni sismiche secondo i criteri già riportati nella presente relazione, controllando che i coefficienti di sicurezza risultassero superiori a quelli richiesti dalla norma e qui di seguito riportati:

Fronte di scavo

- $\gamma_R = 1,10$  in condizioni statiche;
- $\gamma_R = 1,20$  in condizioni sismiche.

La verifica di stabilità globale è stata effettuata impiegando il metodo di JANBU, la cui principale ipotesi consiste nel trascurare le forze tangenziali di interstriscia. Il coefficiente di sicurezza, della singola superficie di scorrimento presa in considerazione, nel metodo rigoroso di Morgenstern-Price si esprime secondo la seguente formula:

$$F = \frac{\sum_1^n \left[ c_i b_i + \left( \frac{N_i}{\cos \alpha_i} - u_i b_i \right) \tan \phi_i \right]}{\sum_1^n W_i \tan \alpha_i}$$

dove il termine  $N_i$  è espresso da:

$$N_i = \frac{W_i - \left( \frac{c_i l_i \alpha_i}{F} \right) + \left( \frac{u_i l_i \tan \phi \sin \alpha_i}{F} \right)}{m}$$

dove il termine  $m$  è espresso da

$$m = \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi}{F}$$

In questa espressione  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $l_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima,  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione e angolo di attrito) lungo la base della striscia e  $u_i$  è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di JANBU semplificato contiene al secondo membro il termine  $m$  che è funzione di  $F$ . Quindi essa è risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per  $F$  da inserire nell'espressione di  $m$  e iterare fino a quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

Le verifiche di stabilità globale sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU ed SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 17/01/2018, con l'ausilio del software sono state condotte mediante l'ausilio del software *STAP Full 14*, prodotto dalla ditta "Aztec Informatica", Corso Umberto, 43 - 87050 Casole Bruzio (CS), **licenza n. AIU4426E4**.

In particolare, si è fatto riferimento a tre sezioni distinte:

- Sezione tipologica scogliera 6;
- Sezione tipologica ricarica molo;
- Sezione tipologica prolungamento molo.

A seguire si riportano le verifiche di stabilità globale riferite ad ogni singola sezione, con specificazione per ognuna di esse dei:

- Parametri geotecnici e dei materiali;
- Condizioni e combinazioni di carico
- Opzioni di calcolo
- Risultati relativi alla superficie di scorrimento con coefficiente di sicurezza minimo.

## 5.2 Verifica sezione tipologica 6 scogliera

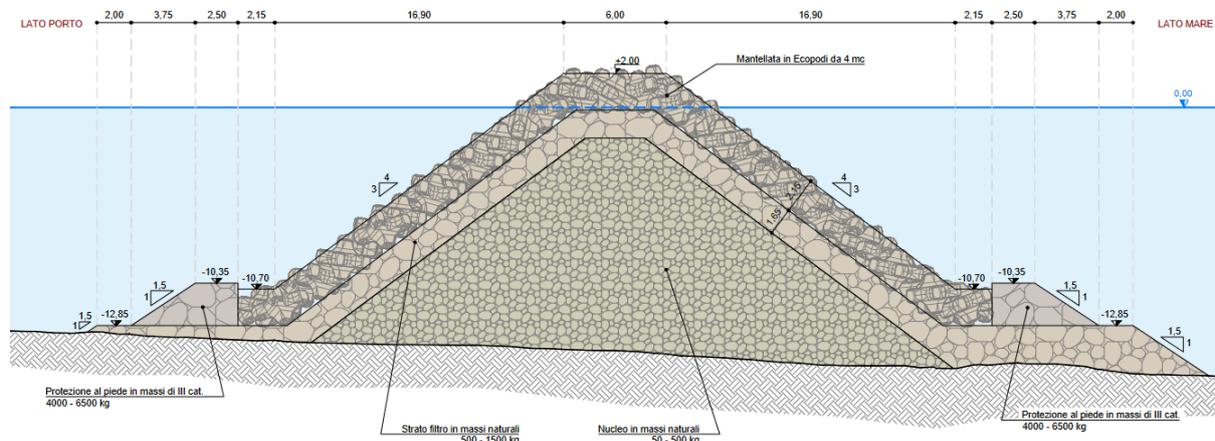


Figura 5-2 Sezione tipologica scogliera 6

### 5.2.1 Parametri geotecnici e materiali

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica dell'opera sono stati individuati i seguenti parametri:

n°	Descrizione	$\gamma$ [kg/mc]	$\gamma_{sat}$ [kg/mc]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
1	Tout venant	2080	2286	40.00	0,020
2	Massi II categoria	1820	2129	45.00	0,000
3	Massi III categoria	1820	2129	45.00	0,000
4	Mantellata in ecopodi	1058	1614	45.00	0,000

### 5.2.2 Condizioni e combinazioni di carico

Simbologia adottata

- $N^{\circ}$  Identificativo del sovraccarico agente
- *Descrizione* Descrizione carico
- *Tipo* Tipo carico
- $\Psi_2$  Coefficiente sismico carico variabile
- Carichi distribuiti
  - $P_i, P_f$  Posizione iniziale e finale del carico espressa in [m]
  - $V_{X_i}, V_{X_f}, V_{Y_i}, V_{Y_f}$  Intensità del carico in direzione X e Y nei punti iniziale e finale, espresse in [kg/m]
- Carichi concentrati
  - $X$  Ascissa del punto di applicazione espressa in [m]
  - $V_X, V_Y$  Intensità del carico in direzione X e Y espresse in [kg]

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto	Simbologia	A2 Statico	A2 Sismico
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.30	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri	Simbologia	M2 Statico	M2 Sismico
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.25	1.00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.40	1.00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1.00	1.00

Coefficiente di sicurezza richiesto

Tipo calcolo	Simbolo	Statico	Sismico
Pendio naturale	$\gamma_R$	1.00	1.00
Fronte di scavo	$\gamma_R$	1.10	1.20

**5.2.3 Opzioni di calcolo**Impostazioni delle superfici di rotturaSuperfici di rottura circolari

Si considerano delle superfici di rottura circolari generate tramite la seguente maglia dei centri

- Origine maglia [m]  $X_0 = -4.80$   $Y_0 = 30$
- Passo maglia [m]  $dX = 2,00$   $dY = 2,00$
- Numero passi  $N_x = 20$   $N_y = 20$
- Raggio [m]  $R = 40$

Si utilizza un raggio variabile con passo  $dR=0,50$  [m] ed un numero di incrementi pari a 20

Opzioni di calcolo

Per l'analisi sono stati utilizzati i seguenti metodi di calcolo:

- MORGENSTERN
- Le superfici sono state analizzate sia in condizioni **statiche** che **sismiche**.
- Le superfici sono state analizzate per i casi:
  - Fronte di scavo [A2-M2] - Parametri di progetto
  - Sisma orizzontale e Sisma verticale (verso il basso e verso l'alto)
- Analisi condotta in termini di **tensioni efficaci**
- Presenza di falda
- Presenza di carichi concentrati
- Presenza di carichi distribuiti

Condizioni di esclusione

Sono state escluse dall'analisi le superfici aventi:

- lunghezza di corda inferiore a 1,00 m
- freccia inferiore a 0,50 m
- volume inferiore a 2,00 mc
- pendenza media della superficie inferiore a 1.00 [%]

### 5.2.4 Risultati

#### Analisi della superficie 1 - coefficienti parziali caso A2M2 e sisma verso l'alto

Numero di strisce	30	
Coordinate del centro	X[m]= 12.80	Y[m]= 71.60
Raggio del cerchio	R[m]= 41.50	
Intersezione a valle con il profilo topografico	X <sub>v</sub> [m]= 9.92	Y <sub>v</sub> [m]= 30.20
Intersezione a monte con il profilo topografico	X <sub>m</sub> [m]= 43.34	Y <sub>m</sub> [m]= 43.50
Fattore di sicurezza	F <sub>s</sub> =1.383	

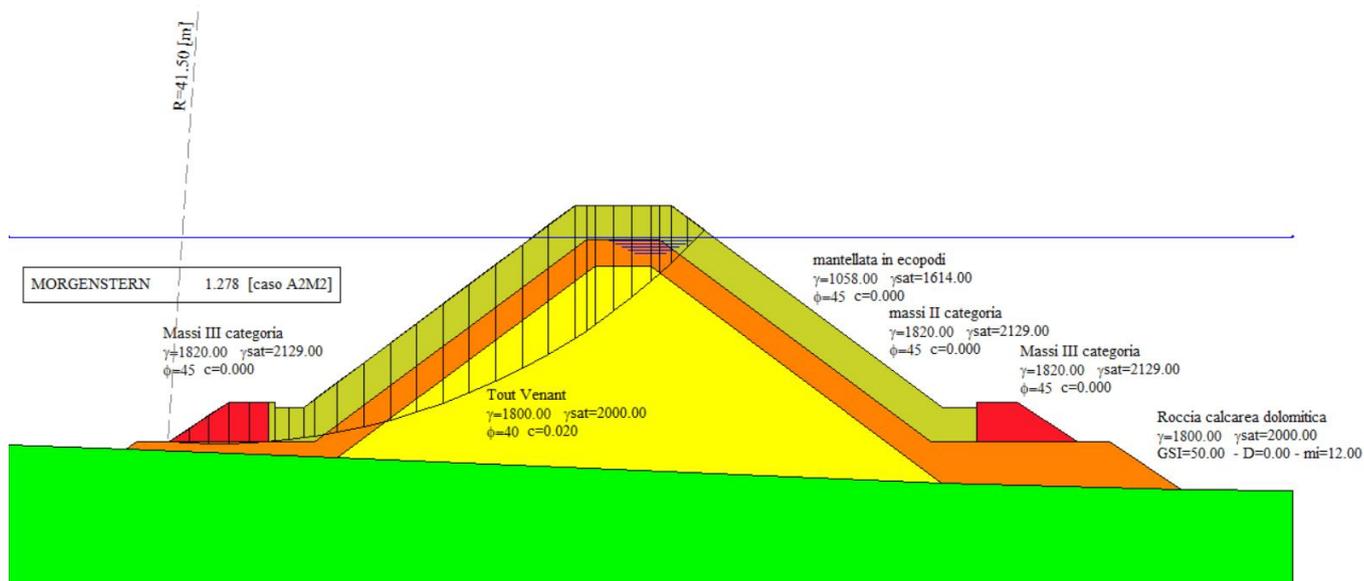


Figura 5-3 Superficie di scorrimento - sezione scogliera 6

### 5.3 Verifica sezione tipologica ricarica mantellata

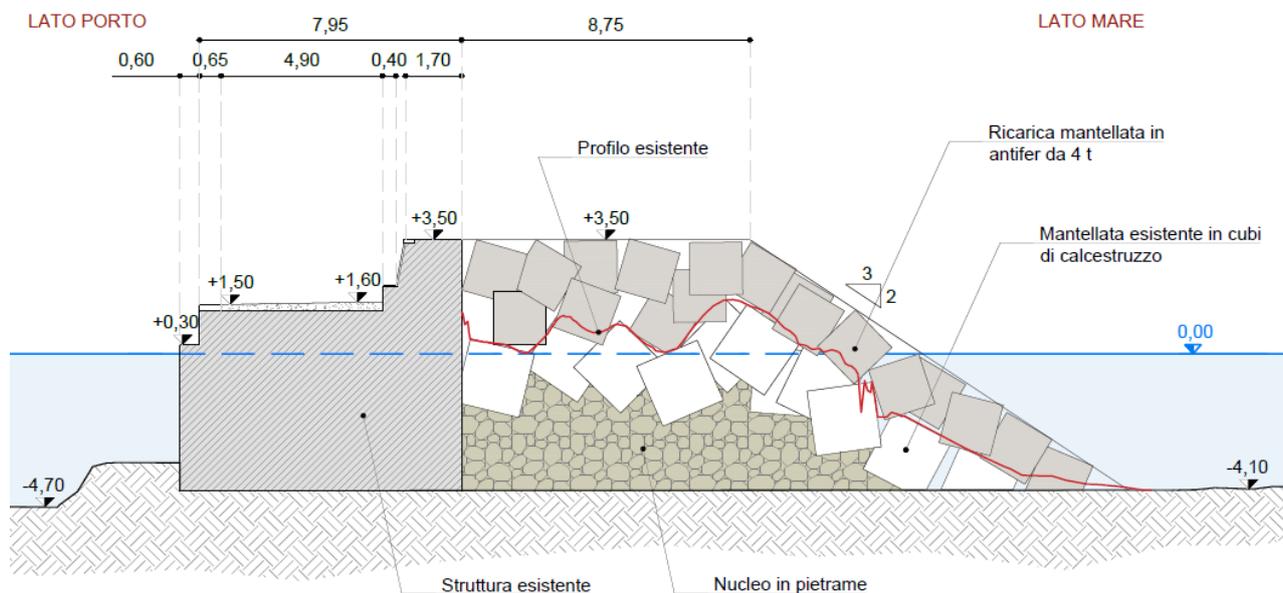


Figura 5.3 Sezione tipologica ricarica mantellata

#### 5.3.1 Parametri geotecnici e materiali

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica sono stati individuati i seguenti terreni:

n°	Descrizione	$\gamma$ [kg/mc]	$\gamma_{sat}$ [kg/mc]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kg/cm <sup>q</sup> ]
1	Massi parallelepipedi naturali	1820	2129	45.00	0,000
2	Mantellata in antifer	1058	1614	45.00	0,000
3	Cassone	2366	2366	45.00	6,000

#### 5.3.2 Condizioni e combinazioni di carico

Simbologia adottata

- $N^{\circ}$  Identificativo del sovraccarico agente
- *Descrizione* Descrizione carico
- *Tipo* Tipo carico
- $\Psi_2$  Coefficiente sismico carico variabile
- Carichi distribuiti
  - $P_i, P_f$  Posizione iniziale e finale del carico espressa in [m]
  - $V_{X_i}, V_{X_f}, V_{Y_i}, V_{Y_f}$  Intensità del carico in direzione X e Y nei punti iniziale e finale, espresse in [kg/m]
- Carichi concentrati
  - $X$  Ascissa del punto di applicazione espressa in [m]
  - $V_X, V_Y$  Intensità del carico in direzione X e Y espresse in [kg]

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto	Simbologia	A2 Statico	A2 Sismico
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.30	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri	Simbologia	M2 Statico	M2 Sismico
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_c'$	1.25	1.00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.40	1.00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00

Coefficiente di sicurezza richiesto

Tipo calcolo	Simbolo	Statico	Sismico
Pendio naturale	$\gamma_R$	1.00	1.00
Fronte di scavo	$\gamma_R$	1.10	1.20

**5.3.3 Opzioni di calcolo**Impostazioni delle superfici di rotturaSuperfici di rottura circolari

Si considerano delle superfici di rottura circolari generate tramite la seguente maglia dei centri

- Origine maglia (m)  $X_0 = -23.40$   $Y_0 = 39,00$
- Passo maglia (m)  $dX = 2,00$   $dY = 2,00$
- Numero passi  $N_x = 20$   $N_y = 20$
- Raggio  $R = 40,00$

Si utilizza un raggio variabile con passo  $dR=0,50$  [m] ed un numero di incrementi pari a 20

Opzioni di calcolo

Per l'analisi sono stati utilizzati i seguenti metodi di calcolo:

- MORGESTERN-PRICE
- Le superfici sono state analizzate sia in condizioni **statiche** che **sismiche**.
- Le superfici sono state analizzate per i casi:
  - Fronte di scavo [A2-M2] - Parametri di progetto
  - Sisma orizzontale e Sisma verticale (verso il basso e verso l'alto)
- Analisi condotta in termini di **tensioni efficaci**
- Presenza di falda

Condizioni di esclusione

Sono state escluse dall'analisi le superfici aventi:

- lunghezza di corda inferiore a 1,00 m
- freccia inferiore a 0,50 m
- volume inferiore a 2,00 mc
- pendenza media della superficie inferiore a 1.00 [%]

### 5.3.4 Risultati

#### Analisi della superficie 1 - coefficienti parziali caso A2M2 e sisma verso l'alto

Numero di strisce	22	
Coordinate del centro	X[m]= 0.60	Y[m]= 71
Raggio del cerchio	R[m]= 41	
Intersezione a valle con il profilo topografico	X <sub>v</sub> [m]= 11.27	Y <sub>v</sub> [m]= 31.41
Intersezione a monte con il profilo topografico	X <sub>m</sub> [m]= 24.31	Y <sub>m</sub> [m]= 37.55
Fattore di sicurezza	F <sub>s</sub> =1.330	

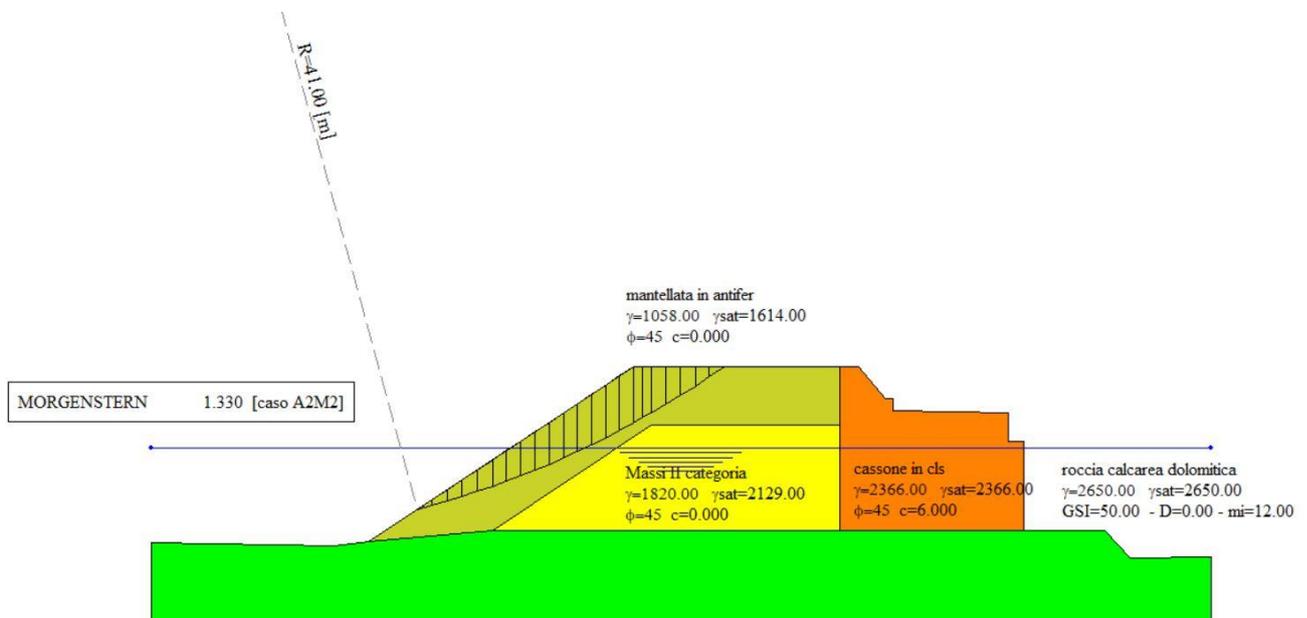


Figura 5-4 Superficie di scorrimento - sezione ricarica molo

## 5.4 Verifica sezione tipologica prolungamento molo

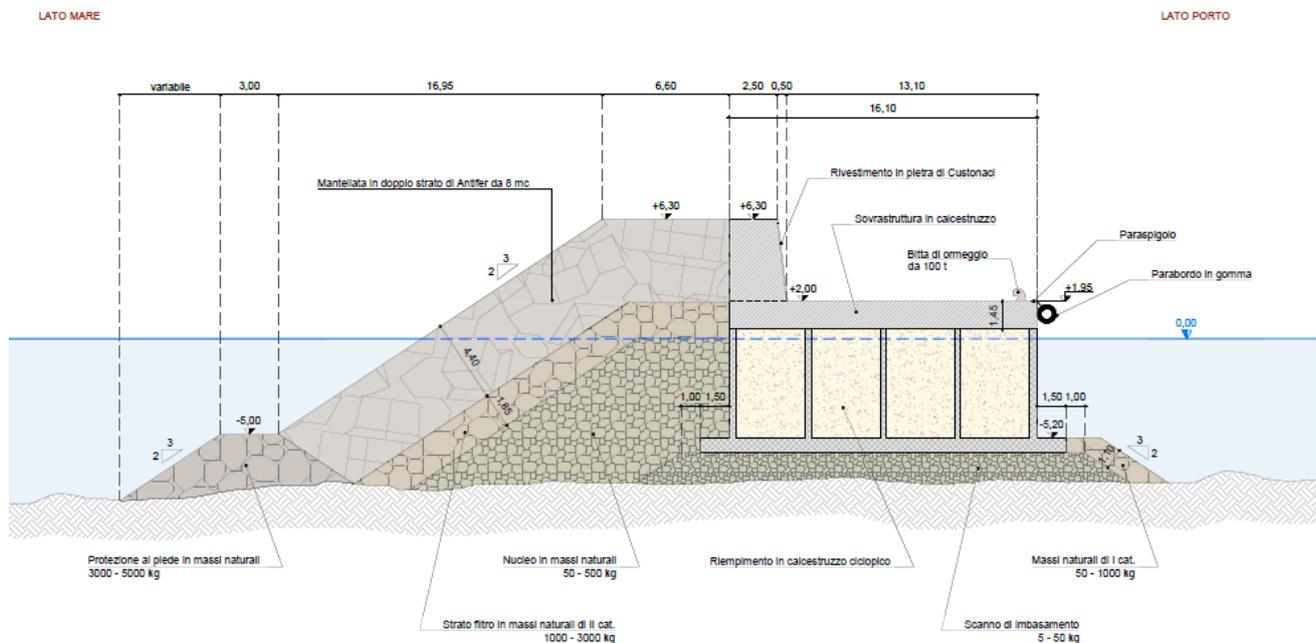


Figura 5.5 Sezione tipologica prolungamento molo

### 5.4.1 Parametri geotecnici e materiali

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica sono stati individuati i seguenti terreni:

n°	Descrizione	$\gamma$ [kg/mc]	$\gamma_{sat}$ [kg/mc]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kg/cm <sup>q</sup> ]
1	Tout venant	2080	2286	40.00	0,020
2	Massi II categoria	1820	2129	45.00	0,000
3	Massi III categoria	1820	2129	45.00	0,000
5	Cassone	2354	2354	45.00	6,000
6	Massi I categoria	1820	2129	45.00	0,000

### 5.4.2 Condizioni e combinazioni di carico

Simbologia adottata

- $N^{\circ}$  Identificativo del sovraccarico agente
- *Descrizione* Descrizione carico
- *Tipo* Tipo carico
- $\Psi_2$  Coefficiente sismico carico variabile
- Carichi distribuiti
  - $P_i, P_f$  Posizione iniziale e finale del carico espressa in [m]
  - $V_{Xi}, V_{Xf}, V_{Yi}, V_{Yf}$  Intensità del carico in direzione X e Y nei punti iniziale e finale, espresse in [kg/m]
- Carichi concentrati
  - $X$  Ascissa del punto di applicazione espressa in [m]
  - $V_X, V_Y$  Intensità del carico in direzione X e Y espresse in [kg]

Carichi concentrati

n°	Descrizione	Tipo	$\Psi_2$	X [m]	Y [m]	Vy [kg]	Vx [kg]
1	Carico cavo onda	Variabile	1.0	65.00	35.21	0	391777

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto	Simbologia	A2 Statico	A2 Sismico
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.30	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri	Simbologia	M2 Statico	M2 Sismico
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.25	1.00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.40	1.00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1.00	1.00

Coefficiente di sicurezza richiesto

Tipo calcolo	Simbolo	Statico	Sismico
Pendio naturale	$\gamma_R$	1.00	1.00
Fronte di scavo	$\gamma_R$	1.10	1.20

**5.4.3 Opzioni di calcolo**Impostazioni delle superfici di rotturaSuperfici di rottura circolari

Si considerano delle superfici di rottura circolari generate tramite la seguente maglia dei centri

- Origine maglia (m)  $X_0 = -6,40$   $Y_0 = 37,00$
  - Passo maglia (m)  $dX = 2,00$   $dY = 2,00$
  - Numero passi  $Nx = 30$   $Ny = 30$
  - Raggio  $R = 30,00$
- Si utilizza un raggio variabile con passo  $dR=0,50$  [m] ed un numero di incrementi pari a 20
- Si considerano le superfici passanti per il punto P (56,17, 24,00) aventi centri sulla maglia

Opzioni di calcolo

Per l'analisi sono stati utilizzati i seguenti metodi di calcolo:

- MORGESTERN-PRICE
- Le superfici sono state analizzate sia in condizioni **statiche** che **sismiche**.
- Le superfici sono state analizzate per i casi:
  - Fronte di scavo [A2-M2] - Parametri di progetto
  - Sisma orizzontale e Sisma verticale (verso il basso e verso l'alto)
- Analisi condotta in termini di **tensioni efficaci**
- Presenza di falda
- Presenza di carichi concentrati

Condizioni di esclusione

Sono state escluse dall'analisi le superfici aventi:

- lunghezza di corda inferiore a 1,00 m
- freccia inferiore a 0,50 m
- volume inferiore a 2,00 mc
- pendenza media della superficie inferiore a 1.00 [%]

#### 5.4.4 Risultati

Analisi della superficie 1 - coefficienti parziali caso A2M2 e sisma verso l'alto

Numero di strisce	25	
Coordinate del centro	X[m]= 16	Y[m]= 70
Raggio del cerchio	R[m]= 40	
Intersezione a valle con il profilo topografico	X <sub>v</sub> [m]= 18.35	Y <sub>v</sub> [m]= 30.07
Intersezione a monte con il profilo topografico	X <sub>m</sub> [m]= 46.42	Y <sub>m</sub> [m]= 44.03

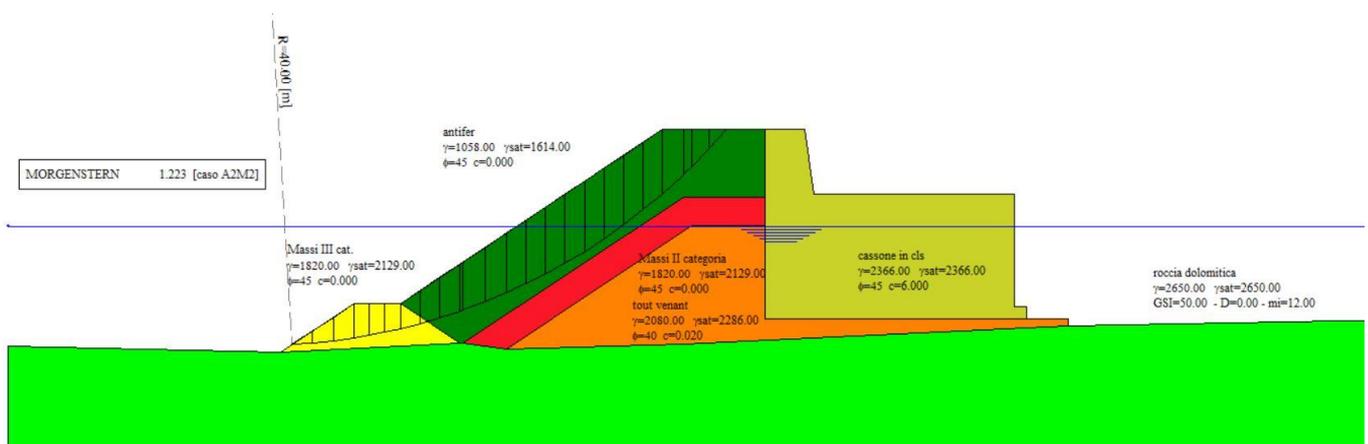


Figura 5-6 Superficie di scorrimento- sezione prolungamento molo